

1. CAPITULO I ANTECEDENTES

1.1. El problema

Con el diseño estructural de la Nueva Unidad Educativa Sella Méndez – Profesor Julio Sucre se pretende solucionar el principal problema que es Deserción y emigración estudiantil de la comunidad de “Sella Méndez”. Como consecuencia que no existe un centro educativo adecuado para la educación secundaria en dicha comunidad, lo cual conlleva a que los alumnos no continúen sus estudios hasta el bachillerato, con este fin se propone la construcción de un colegio secundario en la comunidad de Sella Méndez que satisfaga las necesidades de la población y sus alrededores posibilitando de esta manera el acceso a mejores condiciones de educación; la disminución de deserción escolar y como fin último el desarrollo personal de los estudiantes, dando mayor oportunidad a los estudiantes para continuar sus estudios en universidades u otros institutos técnicos a nivel superior.

1.1.1. Planteamiento.- La población estudiantil de la comunidad de Sella Méndez no cuenta con una infraestructura adecuada que brinde comodidad y responda a las exigencias de la población estudiantil de dicha comunidad para continuar sus estudios, debido a la falta de infraestructura.

La problemática de deserción y emigración estudiantil de la comunidad de “Sella Méndez” se genera por las siguientes causas.

- Infraestructura obsoleta.
- Escaso mantenimiento.
- Estudiantes optan colegios de otras comunidades.
- Falta de una nueva infraestructura para la formación escolar (aulas y laboratorios).

De mantenerse la situación actual se incrementara la incomodidad de la población, como así la queja de la población por falta de infraestructura para la formación escolar se producen bajos rendimientos en el estudio y perdida de interés y participación de los alumnos debido a un bajo nivel académico, en el presente perfil se determinara la alternativa de solución al problema, teniendo como ideas principales por lo que hace necesario plantear como solución. Las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes extraescolares cercanos a la unidad educativa.
- Construcción Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre.

A consecuencia de los hechos actuales que atraviesan la población de Sella Méndez, se generaran situaciones que afectan directamente a la población estudiantil de dicha comunidad, generando una serie de conflictos sociales.

Dichas situaciones futuras son:

- Perjuicio a los estudiantes de la comunidad de Sella Méndez, ya que si no se define una alternativa de solución al problema, se generara un bajo rendimiento en los estudios.
- Perdida de interés de los estudiantes, debido a la falta de una infraestructura adecuada que pueda acoger a todos los jóvenes que deseen estudiar en esta Unidad Educativa.
- Abandono de los estudiantes de la Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre por falta de infraestructura apropiados.
- Considerables Gastos económicos en los padres de familia, cuando tienen que enviar a sus hijos a otros colegios de comunidades vecinas al ver que en la comunidad de Sella Méndez no cuenta con infraestructura apropiados para la formación escolar de los estudiantes.
- Conflictos familiares por la falta de una infraestructura apropiada para sus hijos.

1.1.2. Formulación.- Con la construcción de una nueva infraestructura en la comunidad de Sella Méndez se puede solucionar el problema. Por consiguiente, las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que en base al análisis planteado en el perfil de proyecto, la alternativa que solucionara el problema, es la “Construcción Nueva Unidad Educativa Sella Méndez -Profesor Julio Sucre en la Comunidad de “Sella Méndez”.

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 entrepisos y cubierta: Losas alivianadas de viguetas pretensadas.

Estructura de edificación: Estructura Aporticada de H°A°.

Estructura de cimentación: Cimentación de zapatas aisladas

Estructura de las escaleras: Escaleras de H°A°.

De ahora en adelante este diseño será denominado como **convencional**.

1.2. Objetivos

1.2.1. General.- Realizar el diseño estructural de la Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre, garantizando el cumplimiento de las bases de cálculo dispuestas por la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87.

1.2.2. Específicos.- Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del terreno.
- Diseñar los elementos estructurales de hormigón armado siguiendo lo especificado en la norma CBH-87.
- Diseñar las cimentaciones de acuerdo al tipo de suelo de fundación.
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto
- Determinar el plazo de ejecución estimado.
- Realizar planos estructurales.
- Analizar y determinar los asentamientos y distorsión de cimentaciones, fundados sobre substratos de arcillas orgánicas confinadas (OL).

1.3. Justificación

1.3.1. 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, aplicando los conocimientos de ingeniería civil aprendidos en la carrera.

1.3.2. Académica.- Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño de edificaciones de hormigón armado, realizando el dimensionamiento de todos los elementos

intervinientes, adecuadamente y según las normativas vigentes. Y también se aportara el análisis y determinación de asentamientos y distorsión de cimentaciones, fundados sobre substratos de arcillas orgánicas confinadas (OL).

1.3.3. Social institucional.- Contribuir a la población de Sella Méndez con el diseño estructural Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre, para mejorar la actividad pedagógica en la Comunidad de Sella Méndez, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, mejorando así la calidad de la formación escolar. Éste proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades y ha sido acogido de gran manera por la comunidad de Sella Méndez ya que su elaboración vendría a subsanar los problemas de Deserción y emigración estudiantil de la comunidad.

1.4. Alcance del proyecto

Teniendo clara la idea de que es lo que se pretende realizar, es muy importante definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para poder llevar a cabo satisfactoriamente las actividades propuestas.

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

No se realizaran 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 analizara y determinara los asentamientos y distorsión de cimentaciones, fundados sobre substratos de arcillas orgánicas confinadas (OL).

1.5. Localización

El emplazamiento de la Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre, que se planea diseñar y construir se encuentra en el Municipio de San Lorenzo 1ª Sección de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija.



Figura 1.1 Ubicación general del proyecto (fuente: Google heart)

1.5.1. Población actual.- De acuerdo con información del INE del último censo 2012, en la siguiente Tabla podemos observar la población de la comunidad de sella Méndez.

**Tabla 1.1
Población Actual, (INE-2012)**

Distrito	Descripción	Población Empadronada	Hombres	Mujeres	Viviendas	Total población Distrito	Nº de familias*
VI Sella (6 comunidades)	Alaypata	58	23	35	19	1151	12
	Cañahuayco	68	37	31	23		14
	Cerro de Plata	37	23	14	25		8
	El Barranco	59	27	32	25		13
	Monte Méndez	398	193	205	143		85
	Sella Méndez	531	254	277	164		113

Fuente: Elaboración Propia

* El N° de familias está calculado según la información entregada por INE sobre el tamaño promedio del hogar particular para el municipio de San Lorenzo (4,69). El cálculo se realizó:

$$N^{\circ} \text{ de familias} = \frac{N^{\circ} \text{ habitantes}}{4,69}$$

1.5.2. 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).

2. CAPITULO II MARCO TEORICO

2.1. Generalidades

El logro del objetivo general del proyecto requiere tener los fundamentos básicos en que se basará la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales, y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que en presente capítulo se definen tales aspectos utilizados en el presente proyecto.

2.2. Levantamiento topográfico

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

Los planos del levantamiento topográfico del presente proyecto fueron proporcionados por la Dirección de Obras Públicas de la Sub Gobernación de la Provincia Méndez.

2.3. Estudio de suelos

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, el estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos E-050 de suelos y cimentaciones de la norma española, 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

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.

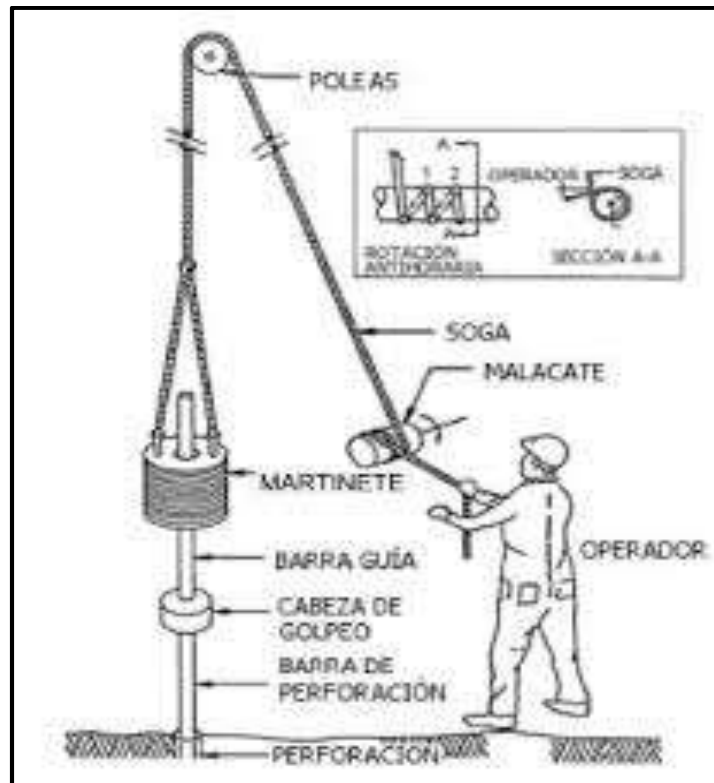


Figura 2.1 Esquema de la prueba SPT (fuente norma E050 de cimentación)

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos. Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la substitución 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 él 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 que hacen mención al código español EHE, también se utilizara la norma DBSE-AE del 2007 que es la normativa para cargas de servicio en edificios según la instrucción española, y para el estudio de suelos se utilizara la norma E050 del Perú basada de la instrucción española.

2.5. Hormigón armado

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

2.5.1. Hormigones.- A continuación se da mención a las características generales de los

Hormigones 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 la fábrica de cemento el puente de alta resistencia, 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, y este tamaño máximo es el menor de las siguientes recomendaciones:

- Los 5/6 de la distancia entre armaduras horizontales.
- La 1/4 parte de la pieza de menor dimensión 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 amasado del concreto debe ser de un carácter aceptable siendo esta agua potable 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 se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

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 CBH-87

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

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

2.5.2. Aceros.- Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por barras lisas, 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 CBH-87

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

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 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

Fuente: Norma CBH-87

Con los cuales se diseñan los refuerzos a tracción del hormigón.

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 un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiéndose como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella; y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

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

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

- 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 la respuesta R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

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

2.5.3.1. 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 utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra (se estudia a nivel de sección de la pieza). Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

- 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 de estructura o elemento estructural).

Por razones estéticas los estados límites de utilización o servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

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 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.
Coefficientes de minoración de resistencia de los materiales

Material	Coefficiente 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 CBH-87

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

Coefficientes de minoración del acero..... $\gamma_S = 1.15$

Coefficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_C = 1.50$

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

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 encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá según la CBH-87, de la siguiente forma:

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

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 se ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

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

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

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

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

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 las secciones de forma cualquiera sometidas a sollicitaciones normales, en el estado límite ultimo de agotamiento resistente, es decir en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva, se efectúa bajo las siguientes hipótesis.

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

2.5.4.2. Compatibilidad de deformaciones.- Bajo sollicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite el la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a 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, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en abscisa 2 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en compresión simple, y el vértice del rectángulo en la abscisa 3.5 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en flexión. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de $0.85 \cdot f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

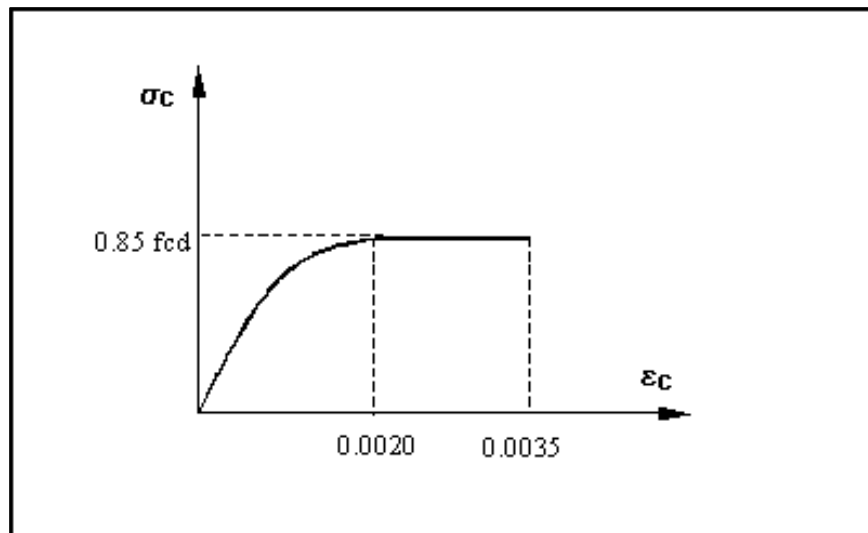


Figura 2.2. Diagrama parábola rectángulo (fuente: Norma CBH-87)

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).

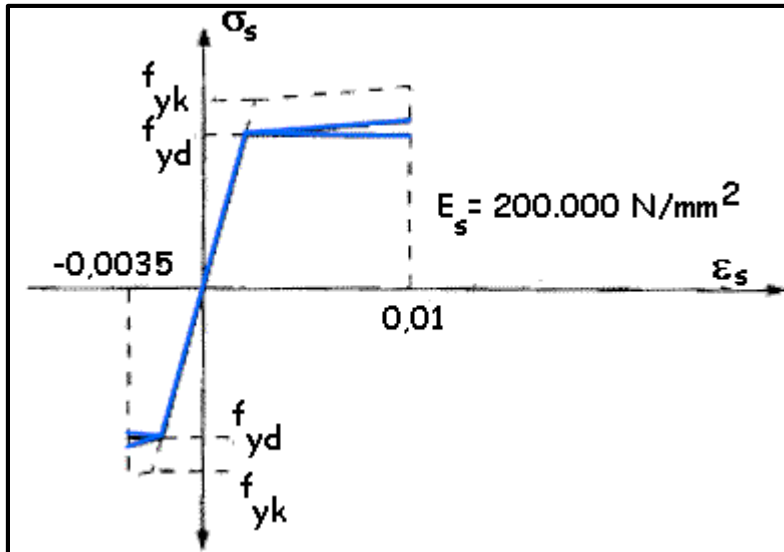


Figura 2.3. Diagrama tensión deformación del acero (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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.

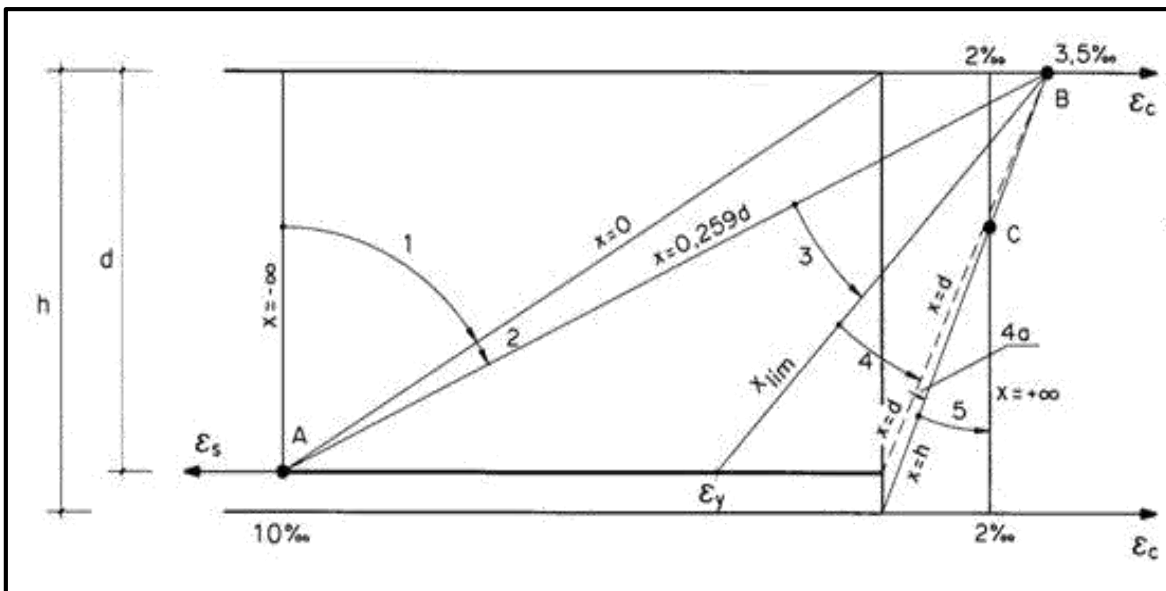


Figura 2.4. Dominios de deformación (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 y 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: $\epsilon_{cu} = 2$ 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 $0.259*d \leq x \leq x_{lim}$ 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 $\epsilon_c = 0.0035$, al que corresponde una tensión igual a $0.85*f_{cd}$. La deformación ϵ_1 de la armadura de tracción está comprendida entre $0.010 \geq \epsilon_1 \geq \epsilon_y$ 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.

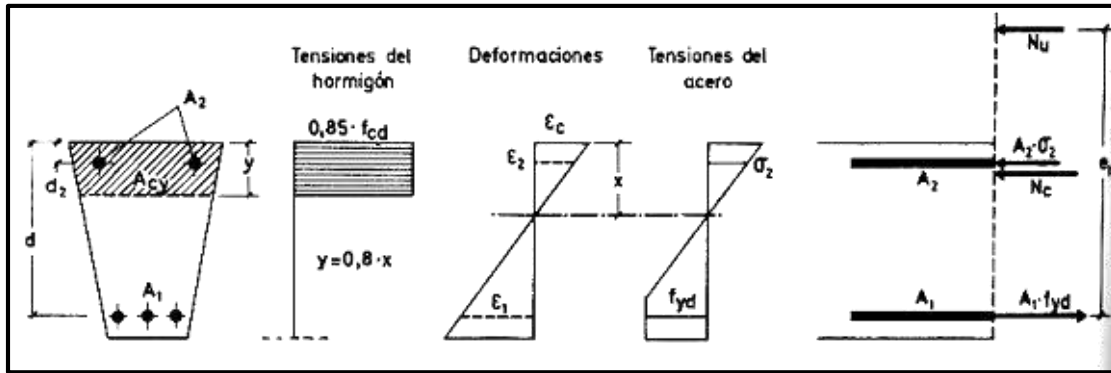


Figura 2.5. Sección sometida a flexión simple (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 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.

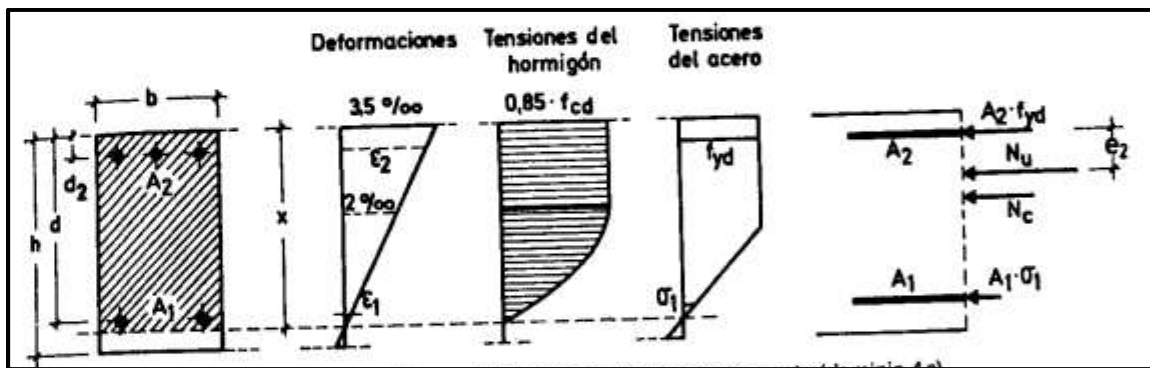


Figura 2.6. Sección sometida a compresión (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 más 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 $\xi = x/h$, cuya variación puede verse en la tabla del anexo (anexo A.I.).

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.

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:

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

En donde las expresiones V_{pd} y V_{cd} son las fuerzas de pretensado y 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 último 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} = es el 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_s y S_x son el área transversal de aceros y la separación de estribos. (Anexo A.I.).

2.5.9. Elementos estructurales.- Las estructuras de hormigón armado están constituidas por diferentes elementos que presentan monolitismo, y 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:

$$\begin{aligned} S_t &\leq 30\text{cm} \\ S_t &\leq 0.85 \cdot d \\ S_t &\leq 3 \cdot b \end{aligned}$$

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:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_s^l \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd}$$

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

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.

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 siguientes monogramas.

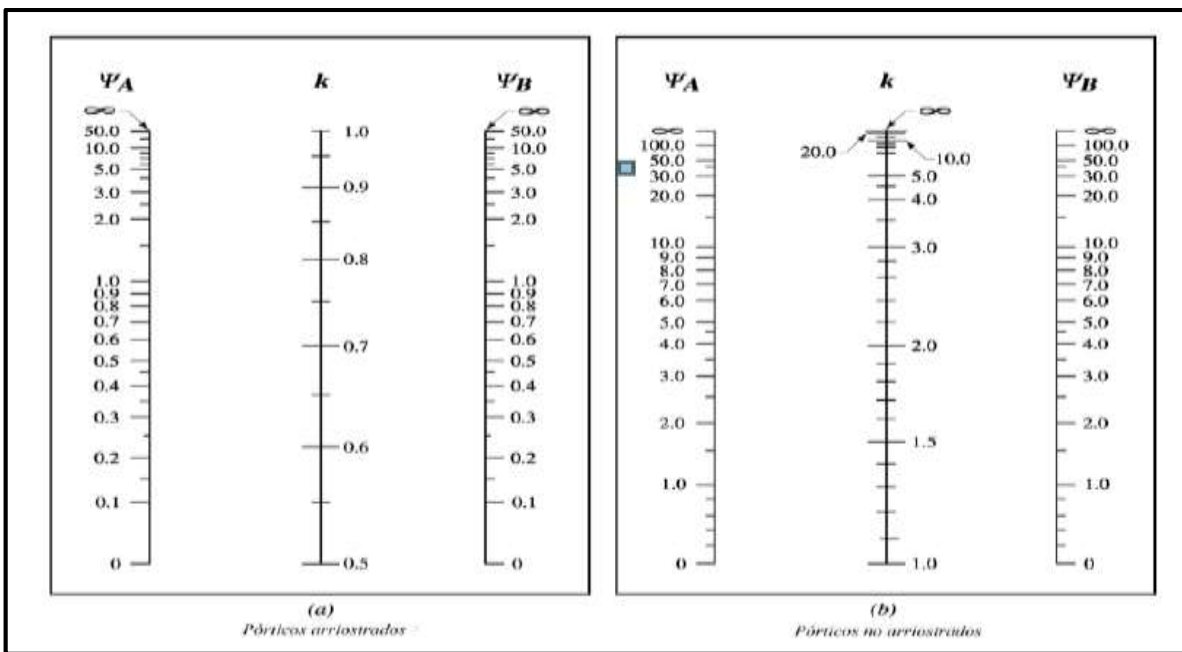


Figura 2.7. Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos (Norma CBH-87).

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.

TABLA 2.6.

Coeficientes de pandeo para pilares aislados

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

Fuente: Norma CBH-87

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

$\lambda < 35$ (geométrica $\lambda < 10$) columna corta se desprecia los efectos de pandeo.

$35 \leq \lambda < 100$ (geométrica $10 \leq \lambda < 29$) se aplica el método de la excentricidad ficticia.

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

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

El método de la excentricidad ficticia es aplicable a columnas que tengan esbelteces comprendidas entre $35 \leq \lambda < 100$ (geométrica $10 \leq \lambda < 29$), la sección deberá diseñarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \leq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50i_c^2}$$

Dónde:

e_e = excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0.6e_2 + 0.4e_1 \text{ para soportes intraslacionales.}$$

$$e_e = e_2 \text{ para soportes traslacionales.}$$

e_a = excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

e_2 = excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

e_1 = excentricidad de cálculo mínima de primer orden tomada con el signo que le corresponda normalmente e_2 y e_1 son las excentricidades en los extremos.

l_o = longitud de pandeo del soporte.

i_c = radio de giro de la sección bruta del hormigón en la dirección considerada.

$\varepsilon_y = f_{yd} / E_y$ = deformación del acero en su resistencia de cálculo f_{yd} .

ε = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$\varepsilon = 0.003$ cuando el axil cuasi permanente no supera el 70% del axil total.

$\varepsilon = 0.004$ cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70% del axil total.

β = factor de armado:

$\beta = 1.0$ para armaduras en las caras frontales

$\beta = 3.0$ para armaduras en las caras laterales

$\beta = 1.5$ para armaduras en las cuatro caras

h = canto total medido paralelamente al plano de pandeo

En el caso de secciones rectangulares el radio de giro puede definirse $i_c = h/3.464$ y la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.434h}$$

Alternativamente a esta fórmula se puede utilizar los diagramas de interacción que es una forma más sencilla y eficaz de diseñar columnas de hormigón armado.

2.5.9.3. Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad.- La figura 2.8 muestra una cimentación poco profunda sometida a una fuerza neta por unidad de área igual a q_o . Sean el coeficiente de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo de soporte μ_s y E_s ,

respectivamente. Sobre la base de la teoría de la elasticidad, si la cimentación (figura 2.8) es perfectamente flexible, el asentamiento se puede expresar como:

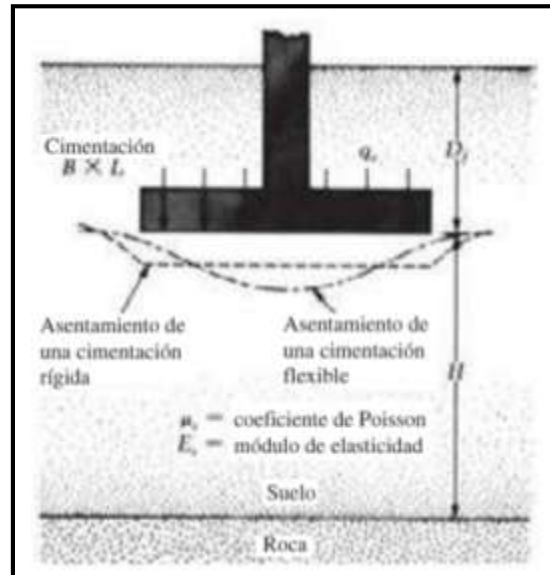


Figura 2.8. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas (fuente: BRAJA M. DAS)

$$S_e = q_o \cdot (\alpha \cdot B) \cdot \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_f$$

Donde

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s = coeficiente de Poisson para el suelo

E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación medido desde $z=0$ hasta $z=4B$

B' = $B/2$ para el centro de la cimentación

= B para la esquina de la cimentación

I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$= F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} \cdot F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \cdot (A_o + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \cdot \tan^{-1} A_2$$

$$A_o = m' \cdot \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \cdot \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' \cdot (1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}$$

$$A_2 = \frac{m}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$I_f = \text{Factor de profundidad (Fox, 1948)} = f \left(\frac{D_f}{B} \cdot \mu_s \cdot y \cdot \frac{L}{B} \right)$$

α = Factor que depende de la ubicación de la cimentación en donde el asentamiento está siendo calculado

Para el cálculo del asentamiento en el centro de la cimentación:

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

2.5.9.3.1 Cálculo de asentamiento a partir de una consolidación primaria en una dimensión.- Con los conocimientos adquiridos en el análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora podemos proceder a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en campo, suponiendo una consolidación unidimensional.

Consideremos una capa de arcilla saturada de espesor H y el área de la sección transversal A debajo de una presión de sobrecarga efectiva media existente σ'_o . Debido a un aumento de la presión, $\Delta\sigma$, sea S_p el asentamiento principal. Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ Por lo tanto, el cambio en el volumen (figura 2.9) está dado por:

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_p) \cdot A = S_p A$$

donde V_0 y V_1 son el volumen inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos, ΔV_v . Por lo tanto,

$$\Delta V = S_p A = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v$$

donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de índice de vacíos, tenemos

$$\Delta V_v = \Delta e V_s$$

donde Δe = variación del índice de vacíos. Pero

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{1 + e_0}$$

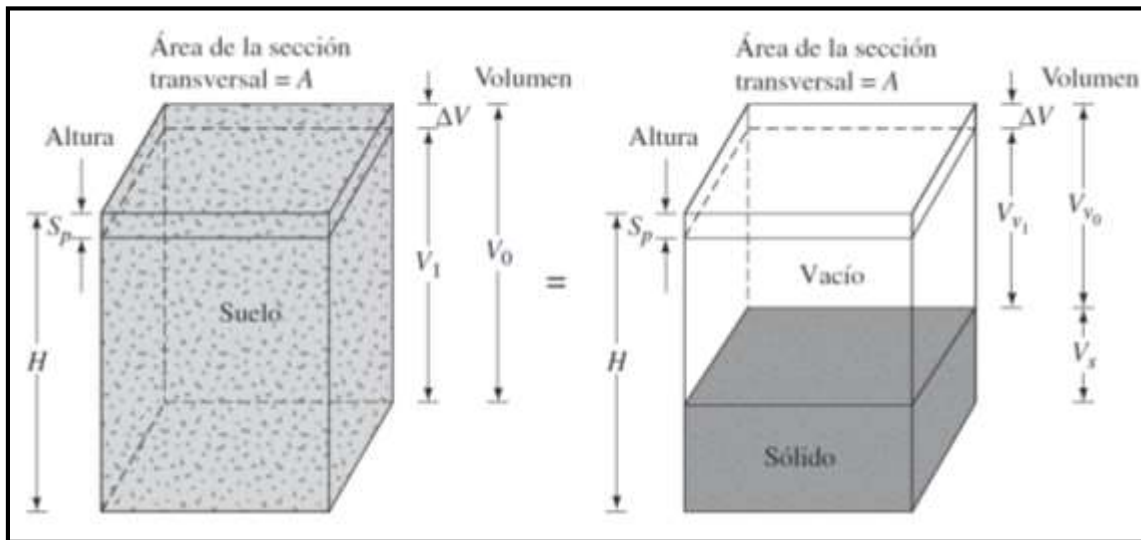


Figura 2.9. Asentamiento causado por una consolidación en una dimensión (fuente: BRAJA M. DAS)

donde e_0 = índice de vacíos inicial en volumen V_0 . Por lo tanto, a partir de las ecuaciones anteriores, obtenemos

$$\Delta V = S_p A = \Delta e V_v = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

$$S_p = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestren una relación lineal e - $\log \sigma'$ (figura 2.10) (nota: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ al final de la consolidación)

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_0 + \Delta \sigma') - \log \sigma'_0]$$

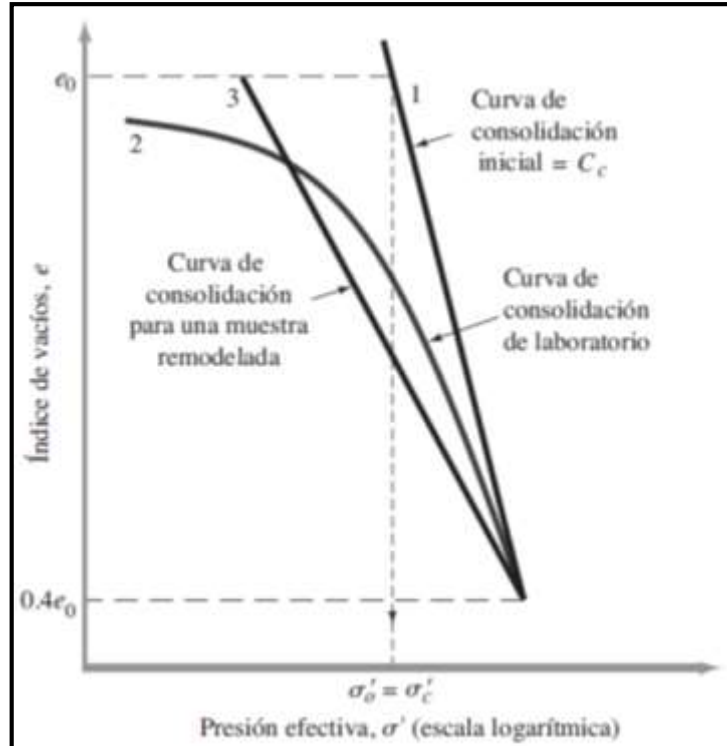


Figura 2.10. Características de consolidación de una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad baja a media. (fuente: BRAJA M. DAS)

Donde C_c = pendiente de la gráfica e - $\log \sigma'$ y se define como el índice de compresión.

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_0} \right)$$

Para una capa de arcilla más gruesa, se puede hacer una medición más precisa del asentamiento si la capa se divide en una serie de subcapas y los cálculos se realizan para cada subcapa. Por lo tanto, la solución total para toda la capa se puede dar como:

$$S_p = \sum \left(\frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{0(i)} + \Delta \sigma'_{0(i)}}{\sigma'_{0(i)}} \right) \right)$$

donde

H_i = espesor de la subcapa i

$\sigma'_{0(i)}$ = Presión de sobrecarga efectiva promedio inicial de la subcapa i

$\Delta \sigma'_{0(i)}$ = Aumento de la presión vertical para la subcapa i

En arcillas sobre consolidadas (figura 2.11), para $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$, campo e - $\log \sigma'$ la variación será a lo largo de la línea cb , cuya pendiente será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de rebote, C_s , se conoce como índice de abultamiento, por lo que

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o]$$

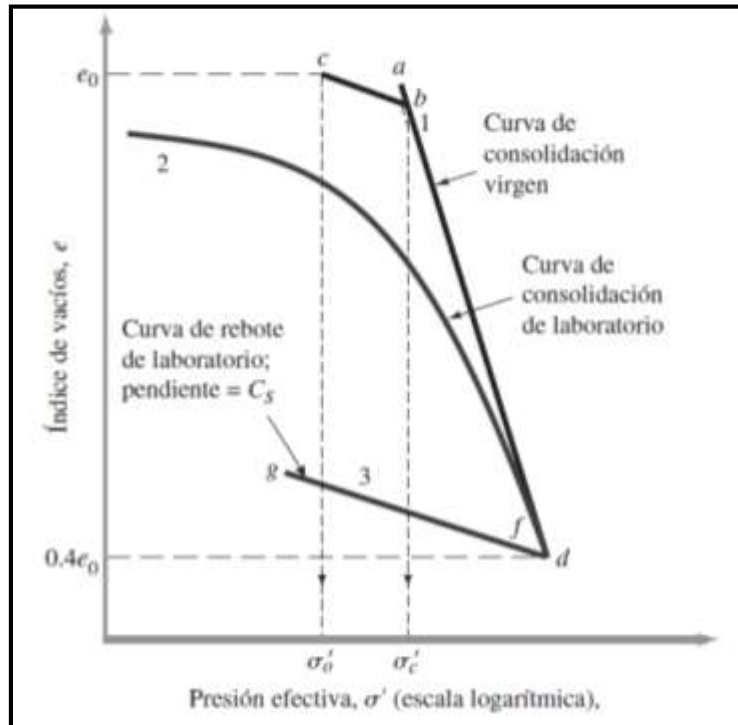


Figura 2.11. Características de consolidación de una arcilla sobre consolidada de sensibilidad baja a media. (fuente: BRAJA M. DAS)

De las ecuaciones anteriores tenemos:

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_o}{\sigma'_o} \right)$$

2.5.9.3.2 Asentamiento a partir de la consolidación secundaria.- El punto anterior mostró que al final de la consolidación primaria (es decir, después de la disipación completa del exceso de presión de agua intersticial) se observa algún asentamiento debido al ajuste plástico del suelo, que por lo general se denomina fluencia. Esta etapa de consolidación se llama consolidación secundaria. Durante la consolidación secundaria, la

gráfica de la deformación en función del logaritmo de tiempo es prácticamente lineal (figura 2.11). La variación del índice de vacíos e con el tiempo t para un incremento de carga dado será similar a la mostrada en la figura 2.11. Esta variación se ilustra en la figura 2.12.

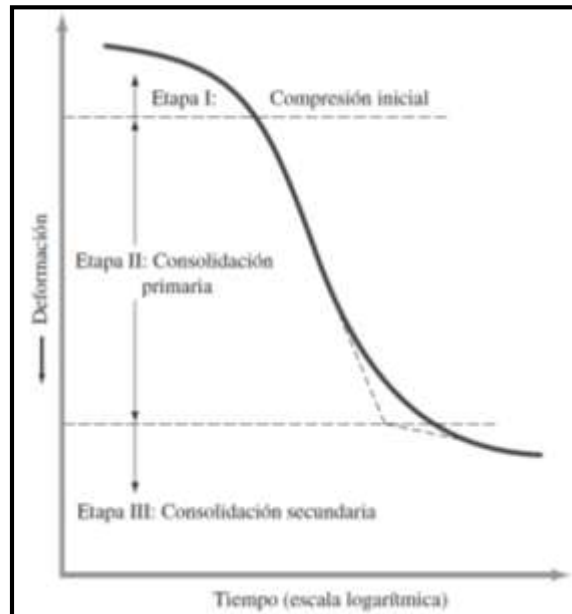


Figura 2.12. Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga. (fuente: BRAJA M. DAS)

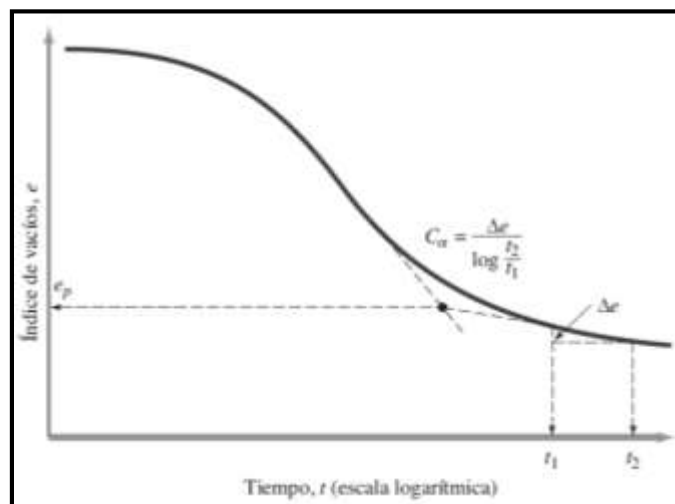


Figura 2.13. Variación de e con $\log t$ bajo un incremento de carga dado y la definición del índice de compresión secundaria (fuente: BRAJA M. DAS)

El índice de compresión secundaria puede definirse a partir de la figura 2.12 como:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)}$$

donde

C_{α} = índice de compresión secundaria

Δe = Cambio de relación de vacíos

t_1, t_2 = Tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria puede ser calculada como:

$$S_s = C'_{\alpha} H \cdot \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

Donde

$$C'_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p}$$

2.5.9.3.3 Asientos Generales admisibles.

TABLA 2.7
Asentamiento máximos admisibles

Características del edificio	Asiento General máximo admisible en terrenos	
	Sin cohesión (mm)	Cohesión (mm)
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	25	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez Estructuras metálicas hiperestáticas Edificios con muros de fabrica	50	75
Estructuras metálicas isostáticas Estructuras de madera Estructuras provisionales	> 50	> 75
	Se comprobara que no se produce desorganización en la estructura ni en los cimientos	

Fuente: Norma CBH-87

2.5.9.3.4 Distorsión máxima de cimentaciones.- La distorsión entre cimentaciones es el cociente de la diferencia de los asentamientos máximos de las cimentaciones entre la distancia de sus ejes como indica la siguiente figura:

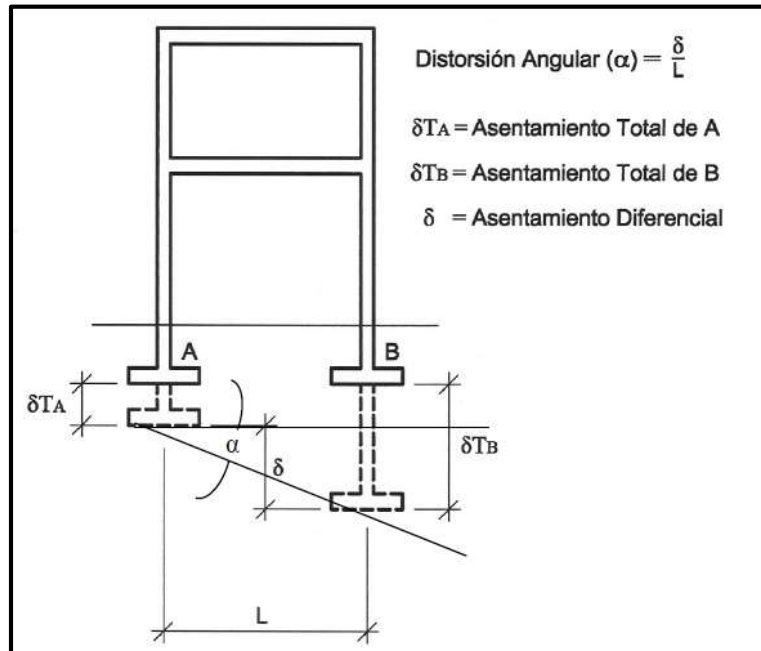


Figura 2.14. Distorsión de cimentaciones (fuente: Norma E 050 Suelos y Cimentaciones)

**TABLA 2.8
Distorsión máxima de cimentaciones**

$\alpha = \delta / L$	DESCRIPCION
1/150	Limite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales
1/250	Limite en que la perdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible
1/300	Limite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Limite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permiten grietas
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentaciones de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m
1/750	Limite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Fuente: Norma E 050 Suelos y Cimentaciones

2.5.9.4. 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 $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$.

2.5.9.5. 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:

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

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.

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

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

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 nivel 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:

Momento de diseño a 0.15 del interior de la columna:

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot (v + 0.15 \cdot a_o)^2$$

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

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

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:

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

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

2.5.10.1. Comprobación de la flecha.- No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil d , cumpla simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$d \geq 30 \varepsilon_y * l_j \quad (1)$$

$$d \geq 50 \frac{g}{g+q} \varepsilon_y * l_j \quad (2)$$

siendo:

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

G = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.

Q = carga variable repartida ($g+q$ = carga máxima total).

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

$l_j = 2.4 l$, si la pieza está en voladizo.

$l_j = l$, en las vigas simplemente apoyadas.

$l_j = 0.8 l$, en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro.

$l_j = 0.6 l$, en vigas empotradas en ambos extremos.

2.6. Especificaciones técnicas.-

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

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

2.7. Precios unitarios.-

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

- Costos directos.-** El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).
- **Materiales.-** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.
Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.
 - **Mano de Obra.-** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces,

albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

- **Maquinaria, equipo y herramientas.-** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.
- Cargas Sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
 - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

- b) **Costos indirectos.-** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

2.8. Cómputos métricos.-

Los cómputos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.9. Presupuesto del proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

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.

2.10. 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

3. CAPITULO III INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

Los resultados obtenidos de la aplicación de los conceptos del marco teórico al Diseño Estructural nueva infraestructura de la Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre, se presentan el siguiente capítulo.



Figura 3.1. Vista en perspectiva del edificio (fuente: Plano Arquitectónico)

En cuanto a los aspectos de funcionalidad es un modelo idóneo para el desarrollo de las actividades a cumplir por lo que se debe buscar una solución estructural, para que el edificio brinde su servicio para el cual está diseñado.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

En el levantamiento topográfico se puede apreciar los 6 puntos de referencia de las esquinas del terreno con sus respectivas elevaciones, cabe resaltar que existe en el lote una construcción antigua la cual se denomina “colegio antiguo” es una estructura de hormigón armado, como es muy vieja, los planos de esta misma se han perdido pero se estima su superficie en **1000 m²** aproximadamente.

TABLA 3.1
Coordenadas y cotas de los puntos topográficos

Punto	Coordenada	Coordenada	Altitud (m.s.n.m)
	X	Y	Z
1	324094,97	7633907,88	2094,52
2	324095,27	7634029,69	2095,02
3	323984,63	7634017,54	2094,72
4	323968,37	7633907,14	2094,40
5	324032,80	7633904,50	2094,51
6	324034,87	7633886,81	2094,52

Fuente: Honorable Alcaldía Municipal de San Lorenzo Prov. Méndez

Estos puntos de la tabla se pueden apreciar en el siguiente gráfico, al igual que la superficie de la construcción antigua, cabe señalar que es una referencia del plano original del levantamiento topográfico.

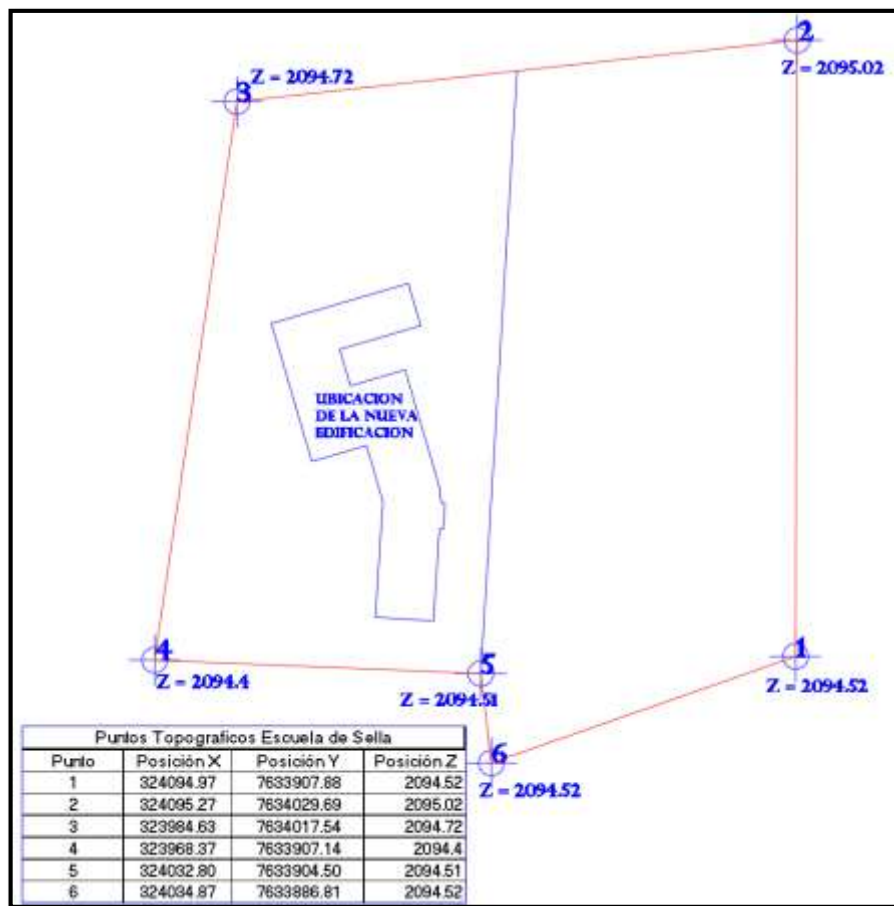


Figura 3.2. Puntos topográficos (fuente: Honorable Alcaldía Municipal de San Lorenzo)

Como consecuencia se puede elaborar el replanteo en base al punto más bajo del terreno que es el del punto 4, con una elevación de 2094,40 m.s.n.m. Como resultado la cota de replanteo y como cota del nivel cero de la estructura será:

COTA DE REPLANTEO = 2094,40 m.s.n.m.

3.3. Análisis y resultados del estudio de suelos

En el estudio de suelos se realizaron los procedimientos que la norma E-050 indica para la determinación de la cota de fundación y la capacidad admisible del suelo, datos con los cuales se diseñan los cimientos de la estructura.

3.3.1. Determinación de puntos a investigar.- Según la **tabla 2.1.2** de la norma E-050 el proyecto de la “Nueva Unidad Educativa Sella Méndez - Profesor Julio Sucre”, se clasifica como una estructura clase “C”, según la normativa en la **tabla 2.3.2**, el número de puntos es de 1 cada 800 m², pero como el diseño estructural es mas de 1000 m² en planta, se puede hacer como mínimo **2 pozos**.

En el siguiente grafico se puede apreciar la ubicación de los pozos en los cuales se realizaron los estudios de mecánica de suelos **EMS**:



Figura 3.3. Pozos de estudio (fuente: elaboración propia)

3.3.2. Profundidad mínima a alcanzar en los puntos de estudio.- La norma sugiere que la profundidad de estudio a alcanzar de los pozos sea evaluada con la siguiente expresión:

$$p = D_f + z$$

Dónde:

D_f = es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación

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

En este caso la profundidad tentativa de fundación es de 2 m, y el ancho de la zapata predefinido es de 1.5 m. Con estos valores se calcula la profundidad para el estudio.

$$p = 2m + 1.5 \cdot 1.5m = 4.25m \approx 4m$$

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



Figura 3.4. Estratificación del suelo (fuente: elaboración propia)

Como se puede apreciar en la figura las profundidades de estudio fueron las siguientes:

POZO N1	0 m	1 m	1,85 m	3 m	3,95 m
POZO N2	0 m	1,05 m	2,05 m	3,10 m	4,05 m

3.3.3. Resultados de los estudios de suelos.- Los resultados de los estudios geotécnicos corresponden a los de la prueba **SPT-ASTM 1586**, se presentan en las siguientes tablas en donde se especifica la profundidad y número de pozo en los cuales fueron realizados.

TABLA 3.2
Resultados del estudio de suelos pozo N 1

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD				
	0 m	1 m	1,85 m	3 m	3,95 m
Tipo de suelo (SUCS)	SP-SM	SP-SM	SW-SM	SP-SM	OL
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	0,2	0,2	0,5	1	1,35
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.3
Resultado del estudio de suelos pozo N 2

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD				
	0 m	1,05 m	2,05 m	3,10 m	4,05 m
Tipo de suelo (SUCS)	SW-SM	SW-SM	SC-SM	SM-ML	OL
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	0,2	0,2	0,5	1,1	1,5
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: elaboración propia

Para más detalles acerca del estudio de suelos consultar el (Anexo II.). Con los resultados del sondeo, estudio de suelos y de la prueba SPT, se llega a los siguientes resultados con los cuales se diseñara la cimentación de la estructura.

COTA DE FUNDACION = -3 m de la cota de replanteo = 2091.4 m.s.n.m.

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO = 1 kg/cm²

3.4. Calculo de la junta de dilatación

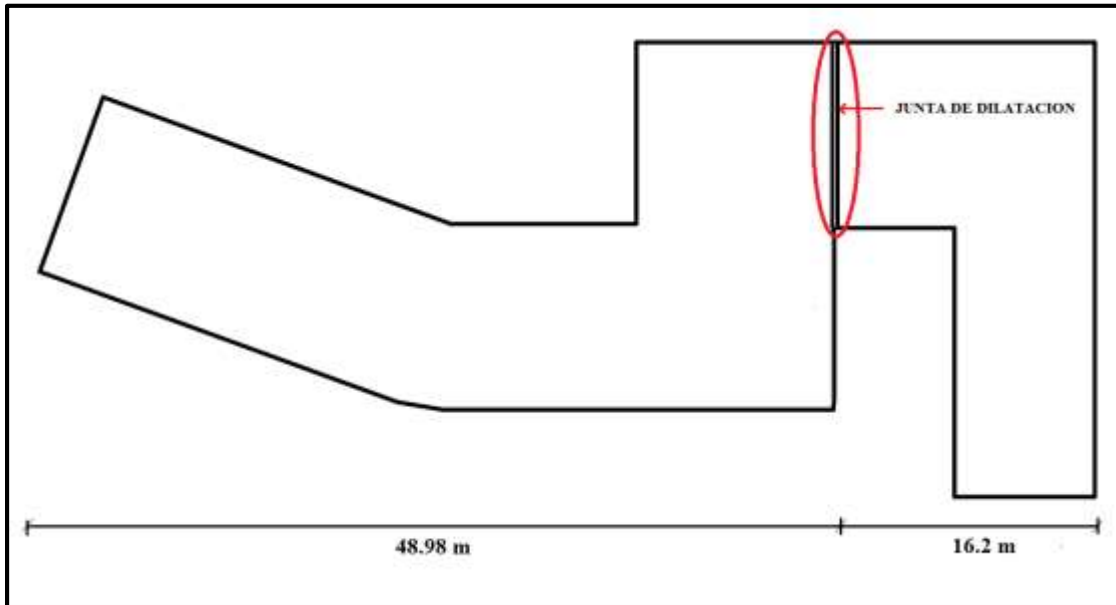


Figura 3.5. Junta de dilatación (fuente: elaboración propia)

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

Donde

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

$\alpha = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ Es el coeficiente de dilatación lineal

$\Delta t = t_f - t_o = 39.7 ^\circ\text{C} - (-9.2 ^\circ\text{C}) = 48.9 ^\circ\text{C}$ Incremento de temperatura del hormigón, resumen climatológico ver ANEXO I

$$L_{o1} = 16.2m$$

$$L_{o2} = 48.98m$$

$$\Delta L = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \cdot 16.2m \cdot 48.9 ^\circ\text{C}$$

$$\Delta L = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \cdot 48.98m \cdot 48.9 ^\circ\text{C}$$

$$\Delta L = 0.0079m$$

$$\Delta L = 0.024m$$

$$\Delta L_{total} = 0.0079m + 0.024m = 0.0319m$$

$$\Delta L_{total} = \frac{0.0319m}{2} = 0.0159m$$

$$\Delta L_{total} = 1.59cm \approx 2cm$$

$$\underline{\underline{\Delta L_{total} = 2cm}} \quad \text{Constructivamente}$$

3.5. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **DBSE-AE**, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

3.5.1. Análisis de cargas muertas.- Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

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:

$$H^{\circ}A^{\circ} \text{ con cuantía normal} = 25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3$$

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

Peso de cerámica de 43x43 cm por metro cuadrado:

Datos:

Peso de cerámicos por $m^2 = 34 \text{ kg/m}^2$ (Catalogo CERABOL).

m^2 por caja = 2 m^2 (Catalogo CERABOL).

$\gamma_{\text{mortero}} = 19 \text{ a } 23 \text{ KN/m}^2 = 21 \text{ KN/m}^3$ (Norma DBSE-AE).

$$Peso_{\text{ceramica}} = 1m^2 \cdot \frac{34kg}{2m^2} = 17kg/m^2 = 17kg/m^2 \cdot 10 = 170N/m^2 = 0.17KN/m^2$$

$$Peso_{\text{mortero}} = 0.02m \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN/m^2$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = P_{\text{peso}_{\text{cerámica}}} + P_{\text{peso}_{\text{mortero}}}$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = 0,60 \text{ KN/m}^2$$

3.5.1.3. Peso de muros y tabiquería.- En la estructura existen dos tipos de tabiquería de ladrillo según su espesor, está el muro de espesor 18 cm y el de 12 cm, el primero se usara en la planta baja y el segundo se utilizara en el resto del edificio.

Peso de muro de ladrillo 6 H e = 18 cm con revoque y planchado por m²:

Datos:

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

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 12 \text{ a } 18 \text{ KN/m}^3 = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$N^{\circ} \text{ ladrillos} = \frac{1 \text{ m}^2}{(0.24 \text{ m} + 0.015 \text{ m}) \cdot (0.12 \text{ m} + 0.015 \text{ m})} = 29 \text{ ladrillos}$$

$$P_{\text{peso}_{\text{ladrillos}}} = 3.5 \text{ kg} \cdot 29 = 101.5 \text{ kg} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1015 \text{ N} = 1.01 \text{ KN}$$

$$P_{\text{peso}_{\text{mortero}}} = (1 \text{ m}^2 \cdot 0.18 \text{ m}) - 29 \cdot (0.18 \text{ m} \cdot 0.24 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m}) = 0.029 \text{ m}^3 \cdot 21 \text{ KN/m}^3 = 0.61 \text{ KN}$$

$$P_{\text{peso}_{\text{revoque}}} = (0.01 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}^2) \cdot 2 = 0.02 \text{ m}^3 \cdot 21 \text{ KN/m}^3 = 0.42 \text{ KN}$$

$$P_{\text{peso}_{\text{yeso}}} = (0.005 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}^2) \cdot 2 = 0.01 \text{ m}^3 \cdot 15 \text{ KN/m}^3 = 0.15 \text{ KN}$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 18 cm:

$$P_{\text{peso}_{\text{muro}}} = P_{\text{peso}_{\text{ladrillo}}} + P_{\text{peso}_{\text{mortero}}} + P_{\text{peso}_{\text{revoque}}} + P_{\text{peso}_{\text{yeso}}} = 2.19 \text{ KN} =$$

$$P_{\text{peso}_{\text{muro}}} = 2.19 \text{ KN} / 1 \text{ m}^2 = 2.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Peso de muro de ladrillo de 6 H e = 12 cm con revoque y planchado por m²:

Datos:

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

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$N^{\circ}_{ladrillos} = \frac{1m^2}{(0.24m + 0.015m) \cdot (0.18m + 0.015m)} = 20ladrillos$$

$$Peso_{ladrillos} = 3.5kg \cdot 20 = 70kg \cdot 10m / s^2 = 700N = 0.7KN$$

$$Peso_{mortero} = (1m^2 \cdot 0.12m) - 20 \cdot (0.18m \cdot 0.24m \cdot 0.12m) = 0.016m^3 \cdot 21KN / m^3 = 0.34KN$$

$$Peso_{revoque} = (0.01m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.02m^3 \cdot 21KN / m^3 = 0.42KN$$

$$Peso_{yeso} = (0.005m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.01m^3 \cdot 15KN / m^3 = 0.15KN$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 12 cm:

$$Peso_{muro} = Peso_{ladrillo} + Peso_{mortero} + Peso_{revoque} + Peso_{yeso} = 1.61KN =$$

$$Peso_{muro} = 1.61KN / 1m^2 = 1.61KN / m^2$$

Peso de muros y ventanas de carpintería de aluminio por m²:

Peso de carpintería de aluminio = 25 a 30 kg (Estimativo de diferentes fuentes)

$$Peso \text{ de carpintería de aluminio} = 28kg \cdot 10m / s^2 = 280N = 0.28KN$$

$$Peso \text{ por un metro cuadrado} = 0.28 KN/1m^2 = 0.28 KN/m^2$$

Para cargar a la estructura con los pesos de los muros, se tomara en cuenta la altura del muro de 3,10 m, sin tomar en cuenta los espacios de ventanas y puertas para homogenizar la carga, esto con el fin de poder modificar en un futuro la ubicación de puertas y ventanas, si los usuarios así lo dispondrían.

Peso lineal de muro de 3,1m de altura de ladrillo 6H e=18cm

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 2.2KN / m^2 = 6.8KN / m$$

CM (muro e=18cm con ventana) = 6,8 KN/m

Peso lineal de muro de 3,1 m de altura de ladrillo 6H e = 12 cm:

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 1.6KN / m^2 = 4.96KN / m$$

CM(muro e=0,12m) = 4,96 KN/m

Peso lineal de muro de 3,1 m de altura de aluminio y vidrio:

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 0.28KN / m^2 = 0.87KN / m$$

$$CM(\text{muro de carpintería de aluminio}) = 0,87 \text{ KN/m}$$

3.5.1.4. Peso de barandillas.- En la instrucción DBSE-AE indica que el peso nominal de barandas será de 0.8 KN/m, para este tipo de estructura.

3.5.2. Análisis de cargas Vivas.- Para la determinación de las cargas de servicio de la estructura se tomara en cuenta las recomendaciones de la normativa DBSE-AE.

3.5.2.1. Sobrecarga de uso para la primera losa.- La primera losa del proyecto está destinada a soportar ambientes de aulas, según la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE (2007), la superficie de la losa se clasifica: Categoría C zona de acceso publico.

Como se muestra en la siguiente figura:



Figura 3.6. Categoría de la primera losa (fuente: CYPECAD 2014)

Por lo tanto en la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, se da a conocer el valor de la sobrecarga de uso la cual es:

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

3.5.2.2. Sobrecarga de uso para la segunda losa.- La segunda losa, está dividida en 2 partes las cuales se pueden apreciar en el grafico en planta de la siguiente figura:

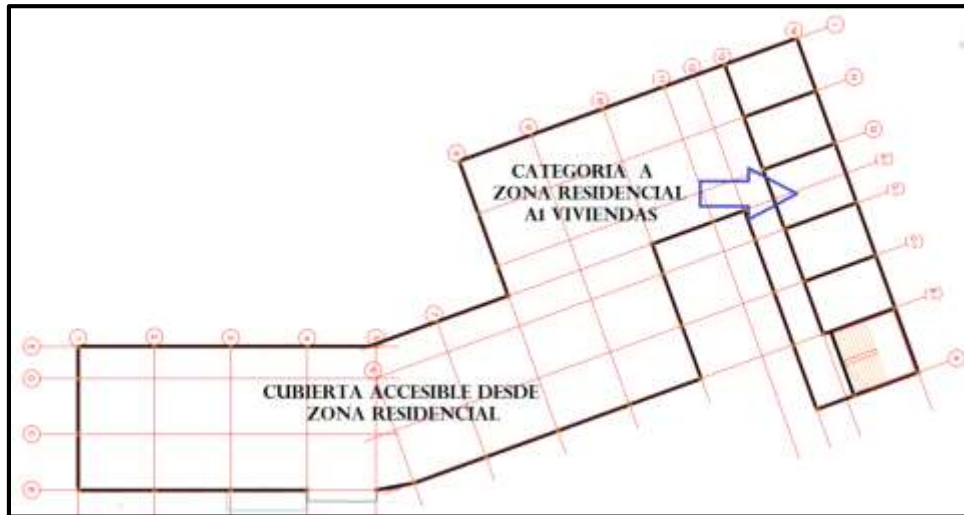


Figura 3.7. Categoría de la segunda losa (fuente: CYPECAD 2014)

Una parte es una zona residencial y la otra es una cubierta accesible privadamente, en el inciso (2) del comentario de la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, se da a conocer que para cubiertas transitables con acceso público la sobrecarga de uso es igual a la de la zona por la cual se accede a dicha cubierta.

Por lo tanto como se accede desde una categoría A-zona residencial, la sobrecarga de uso para toda la segunda losa es:

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

3.5.2.3. Sobrecarga de uso para la tercera losa.- Para la tercera losa del edificio, se clasifico la categoría de uso y zona:

Categoría F cubiertas transitables solo privadamente

En la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, pondera una carga de uso para este tipo de zonas como:

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



3.5.3. Análisis de carga de viento.- Según la norma DBSE-AE, la presión de viento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Dónde:

q_b = presión dinámica de viento.

c_e = coeficiente de exposición.

c_p = coeficiente eólico o de presión.

3.5.3.1. Presión dinámica de viento.- Para la determinación de la presión dinámica de viento, se tomaron en cuenta los datos de las velocidades de viento proporcionadas por la oficina del CENAMHI, los datos observados corresponden a la estación climatológica del aeropuerto de Tarija, los cuales fueron observados en un lapso de tiempo de 52 años, (para ver los datos de viento ver el anexo (Anexo I.) con esto se determinó que la velocidad media máxima para una altura de 10 metros:

$$V_{viento} = 45nudos / hr$$

Esta velocidad viene desde el sur y se la convierte a m/s:

$$V_{viento} = 45nud / hr \cdot \frac{1852m / hr}{1nud / hr} \cdot \frac{1hr}{3600s} = 23.15m / s$$

Con esta velocidad de viento se puede determinar la presión dinámica de viento mediante la siguiente expresión que la norma DBSE-AE sugiere:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot (V_{viento})^2$$

Dónde:

q_b = presión dinámica de viento.

δ = densidad del aire que se puede tomar como 1.25 kg/m³.

V_{viento} = velocidad a 10 metros de altura.

Se calcula la presión dinámica de viento:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot (23.15 \text{ m/s})^2 = 334.95 \text{ N/m}^2 = 0.33 \text{ KN/m}^2$$

3.5.3.2. Coeficiente de exposición.- Este coeficiente se puede asumir según el artículo 3.3.2 (1) de la norma DBSE-AE, igual a **2** cuando la estructura sea menor de 8 plantas de altura y se encuentre en una zona urbana.

$$c_e = 2$$

3.5.3.3. Coeficiente eólico o de presión.- Para este coeficiente se estimó la esbeltez del edificio paralelo al plano del viento, el cual es la relación entre su altura total y la anchura paralela a la línea de acción del viento.

De este cociente se determina la esbeltez del edificio paralelo al plano de acción del viento como sigue a continuación:

$$\frac{h}{d} = \frac{9.9 \text{ m}}{65 \text{ m}} = 0.15$$

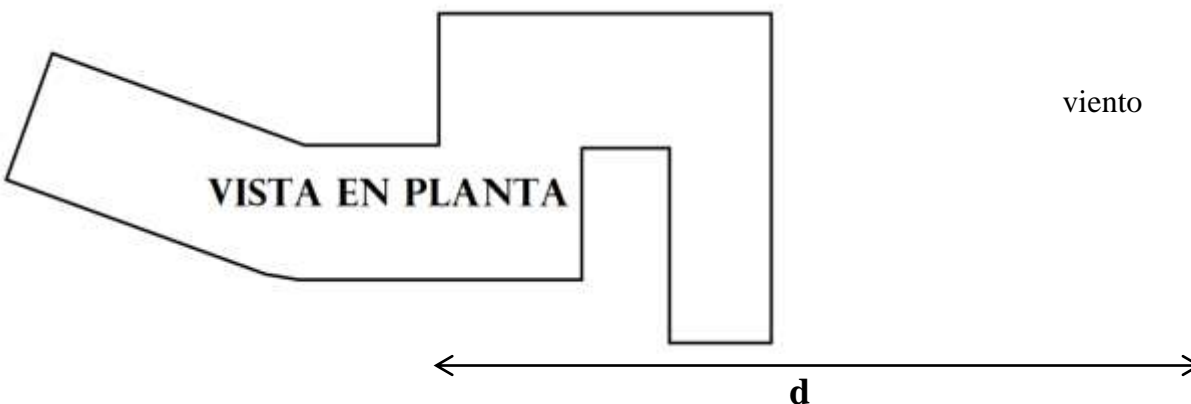


Figura 3.8. Esbeltez del edificio paralelo al viento (fuente: elaboración propia)

Con la esbeltez en el plano paralelo al viento se determina el coeficiente eólico o de presión con ayuda de la **tabla 3.4 de la norma DBSE-AE**, y con lo mencionado en el artículo 3.3.4 (2) de la norma DBSE-AE se puede desprestigiar el coeficiente de succión y determinar solo el de presión, como el valor de la esbeltez es menor a 0,25 el valor del coeficiente eólico de presión es:

$$c_p = 0.70$$

Con todos los datos necesarios se procede a calcular la presión estática de viento a 10 metros de altura, que es con la cual se calculara el edificio:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.33 \text{KN/m}^2 \cdot 2 \cdot 0.70 = 0.46 \text{KN/m}^2$$

Q (viento) = 0,46 KN/m ²

Con la cual se generara la curva de presiones de viento en el programa CYPECAD, en las cuatro direcciones en planta, asumiendo el edificio como desprotegido.

3.6. Calculo y diseño estructural

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2014, con base en la norma boliviana CBH-87 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 serán los siguientes: La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-21 control normal, el acero será AH-400 control normal, el tamaño máximo de árido será de 19 mm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

TABLA 3.4
Datos de entrada para el cálculo

Dato	Valor	Unidades
resistencia del hormigón	H-21 Control normal	MPa

resistencia del acero	AH-400 control normal	MPa
tamaño máximo de árido	19	mm
esfuerzo admisible del suelo	0,10	MPa

Fuente: elaboración propia

3.6.1.1. Predimensionamiento de vigas y pilares.- El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

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

$$25\text{cm} \times 25\text{cm} \Rightarrow \text{Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.}$$

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo a razón de 5 cm hasta que cumplan con todas las medidas de seguridad exigidas.

Estos procedimientos son empíricos y solo son de referencia con el fin de contar con una sección inicial, para el cálculo iterativo, hasta que se alcance establecer una sección que sea óptima para las exigencias de las cargas de servicio y para todas las acciones definidas con anterioridad a las que sea sometida la estructura.

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 recomienda la norma CBH-87, para el cálculo de estructuras reticulares planas, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entre pisos. Como sigue a continuación

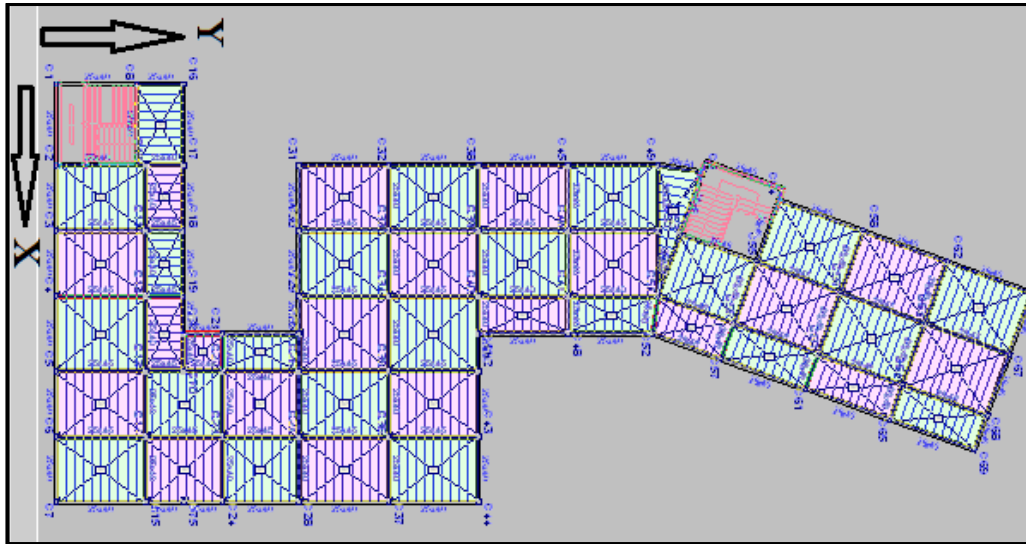


Figura 3.9. Alternancia de cargas de servicio segunda losa (fuente: CYPECAD 2014)

Este procedimiento de cargar alternadamente los forjados brinda una mayor idealización de la estructura en estado de servicio, y con lleva a calcular las envolventes con una mayor realidad.

3.6.1.3. Determinación si la estructura es traslacional o intraslacional.- Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es traslacional o no, para ello se realizó un pre cálculo con el programa CYPECAD, en este pre cálculo se realizó una iteración de las secciones de los elementos estructurales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y pilares, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de cargas más desfavorables, asignando el valor de 1 como valor inicial para los coeficientes de pandeo de todos los pilares, los resultados son los siguientes:

TABLA 3.5

Sumatorio de esfuerzos de pilares resumido del pre diseño

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Cimentación	-3.00	Peso propio	11175	169757	276054	0.0	0.0	0.0
		Cargas muertas	3913.2	59324	92477	0.0	0.0	-0.0
		Sobrecarga de uso	670.8	7763.4	10283	0.0	0.0	0.0
		Q 1 (1)	2569.1	39704	70201	-0.0	0.0	-0.0
		Q 1 (2)	2230.8	35715	61049	-0.0	0.0	0.0
		Viento +X	-0.0	1529.1	0.0	162.6	0.0	-3858
		Viento -X	0.0	-1529	-0.0	-162.6	-0.0	3858.5
		Viento +Y	0.0	-0.0	1007.6	0.0	96.0	1440.0
		Viento -Y	-0.0	0.0	-1008	-0.0	-96.0	-1440

Fuente: CYPECAD 2014

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

$$\underline{\underline{\sum N_{total} = 20558.9KN}}$$

Así mismo se realizó un pre dimensionado de los elementos hasta obtener un diseño libre de errores.

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

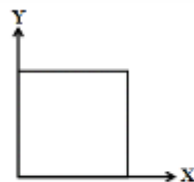
Módulo secante de elasticidad medio:

$$E_c = 9500^3 \sqrt{f_{ck} + 8}$$

$$E_c = 9500^3 \sqrt{21MPa + 8} = 29187MPa = 29187009.84KN / m^2$$

$$\underline{\underline{E_c = 29187009.84KN / m^2}}$$

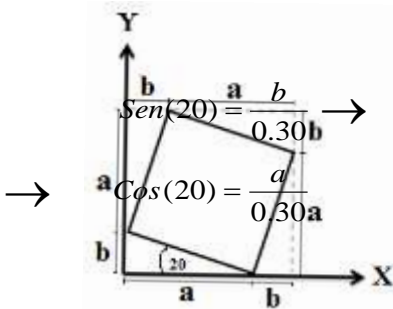
Inercias X



$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} columnas$$

$$I_{x_1} = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 58 = 0.1566m^4$$

Para columnas que tienen grados de inclinación respecto al eje global de la estructura, se calcula la inercia con teorema de ejes paralelos (Steiner), como sigue a continuación.



$$b = 0.30 \cdot \text{Sen}(20) = 0.1026m$$

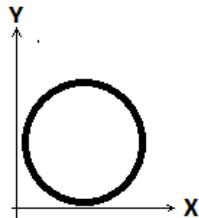
$$a = 0.30 \cdot \text{Cos}(20) = 0.2819m$$

$$I_x = \frac{(0.3845) \cdot (0.3845)^3}{3} - \frac{1}{12} \cdot (0.2819 \cdot 0.1026^3) - \frac{1}{12} \cdot (0.1026 \cdot 0.2819^3) - \left[\frac{(0.1026) \cdot (0.2819)^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot (0.2819) \cdot (0.1026) \cdot \left[0.1026 + \frac{2}{3} \cdot (0.2819) \right]^2 \right] - \left[\frac{(0.2819) \cdot (0.1026)^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot (0.2819) \cdot (0.1026) \cdot \left[0.2819 + \frac{2}{3} \cdot (0.1026) \right]^2 \right]$$

$$I_x = 4 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_x = \text{Inercia(Steiner)} \cdot N^{\circ} \text{ columnas}$$

$$I_{x_2} = 4 \times 10^{-3} m^4 \cdot 18 = 0.0720m^4$$



$$I_x = \frac{5 \cdot \pi \cdot D^4}{64} \cdot N^{\circ} \text{ columnas}$$

$$I_{x_3} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.30^4}{64} \cdot 8 = 0.0159m^4$$

$$\underline{\underline{\sum I_{xTotal} = I_{x_1} + I_{x_2} + I_{x_3} = 0.2445m^4}}$$

Por ser una figura simétrica las inercias en el eje x como en el eje y son iguales.

$$\underline{\underline{\sum I_{yTotal} = I_{y_1} + I_{y_2} + I_{y_3} = 0.2445m^4}}$$

La altura total del edificio es 12.7 m, el número de plantas incluida la planta de los cimientos es 4.

Con estos datos se procede a determinar si la estructura es traslacional o no, según la norma CBH-87.

Traslacionalidad en el eje X

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_y}} \leq 0.6$$

$$12.7m \cdot \sqrt{\frac{20558.9KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.2445m^4}} = 0.68 < 0.6 \quad \underline{\underline{\text{TRASLACIONAL EJE X}}}$$

Traslacionalidad en el eje Y

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_x}} \leq 0.6$$

$$12.7m \cdot \sqrt{\frac{20558.9KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.2445m^4}} = 0.68 < 0.6 \quad \underline{\underline{\text{TRASLACIONAL EJE Y}}}$$

3.6.1.4. Coeficientes de pandeo.- Se realizara el cálculo de los coeficientes del pilar C4, desde la zapata hasta la primera losa en ambas direcciones X e Y, para el resto de columnas se presentara una tabla de resultados.

Coeficiente de pandeo Columna C4 eje Y.

Pilar C4 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=3 m.

Se asume el coeficiente ψ_A igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo:

Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{y1} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=6m$$

$$I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3m$$

$$I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3m} + \frac{0.0007m^4}{3.5m}}{\frac{0.00045m^4}{6m}} = 5.77$$

$$\alpha_y = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0 + 5.77) + 1.6(0 * 5.77)}{7.5 + (0 + 5.77)}} = 1.51$$

$$\underline{\underline{\alpha_{y1} = 1.51}}$$

Pilar C4 desde el sobre cimiento hasta la primera losa H=3.5 m. El coeficiente de restricción ψ_A es igual al ψ_B del pilar anterior entonces $\psi_A = 5.77$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{x1} = \frac{0.30m \cdot (0.50m)^3}{12} = 0.0031m^4 \quad L=6m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.5m} + \frac{0.0007m^4}{3.5m}}{\frac{0.0031m^4}{6m}} = 0.77$$

$$\alpha_y = \sqrt{\frac{7.5 + 4(5.77 + 0.77) + 1.6(5.77 * 0.77)}{7.5 + (5.77 + 0.77)}} = 1.70$$

$$\underline{\underline{\alpha_{y2} = 1.70}}$$

Coeficiente de pandeo Columna C4 eje X.

Pilar C4 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=3 m.

Se asume el coeficiente ψ_A igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{x1} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=4,38m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3m$$

$$I_{x2} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=5m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3m} + \frac{0.0007m^4}{3.5m}}{\frac{0.00045m^4}{4.38m} + \frac{0.00045m^4}{5m}} = 2.20$$

$$\alpha_x = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0 + 2.2) + 1.6(0 * 2.2)}{7.5 + (0 + 2.2)}} = 1.29$$

$$\underline{\underline{\alpha_{x1} = 1.29}}$$

Pilar C4 desde el sobre cimiento hasta la primera losa H=3.5 m. El coeficiente de restricción ψ_A es igual al ψ_B del pilar anterior entonces $\psi_A = 2.20$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{x1} = \frac{0.30m \cdot (0.50m)^3}{12} = 0.0031m^4 \quad L=4,38m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$I_{x2} = \frac{0.30m \cdot (0.50m)^3}{12} = 0.0031m^4 \quad L=5m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.5m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.5m} + \frac{0.0007m^4}{3.5m}}{\frac{0.0031m^4}{4.38m} + \frac{0.0031m^4}{5m}} = 0.30$$

$$\alpha_x = \sqrt{\frac{7.5 + 4(2.2 + 0.30) + 1.6(2.2 * 0.30)}{7.5 + (2.2 + 0.30)}} =$$

$$\underline{\underline{\alpha_{x2} = 1.36}}$$

Con este mismo procedimiento se calcularon el resto de las columnas, cuantificando el coeficiente de pandeo en ambas direcciones de cada columna en cada nivel.

TABLA 3.6
Coefficientes de pandeo de columnas

Columna	Cimientos		Aulas		Aulas		Cumbre	
	-3 — 0,3		0,30 — 3,80		3,80 — 7,30		7,30 — 10,20	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C 1	1,48	1,48	1,64	1,64	1,32	1,32	1,34	1,36
C 2	1,30	1,51	1,37	1,69	1,16	1,35	1,18	1,39

C 3	1,28	1,51	1,34	1,69	1,14	1,35	1,16	1,39
C 4	1,29	1,51	1,36	1,7	1,15	1,35	1,17	1,39
C 5	1,29	1,51	1,36	1,69	1,15	1,35	1,17	1,39
C 6	1,28	1,51	1,34	1,69	1,14	1,35	1,16	1,39
C 7	1,43	1,51	1,56	1,69	1,26	1,35	1,30	1,39
C 8	1,48	1,26	1,64	1,13	1,32	1,13	1,34	1,15
C 9	1,43	1,24	1,56	1,29	1,27	1,12	1,30	1,13
C 10	1,28	1,24	1,34	1,29	1,14	1,12	1,16	1,13
C 11	1,29	1,24	1,36	1,29	1,15	1,12	1,17	1,13
C 12	1,29	1,24	1,36	1,29	1,15	1,12	1,17	1,13
C 13	1,28	1,24	1,34	1,29	1,14	1,12	1,16	1,13
C 14	1,43	1,24	1,56	1,29	1,26	1,12	1,30	1,13
C 15	1,48	1,36	1,64	1,44	1,32	1,19	1,34	1,22
C 16	1,30	1,31	1,37	1,38	1,16	1,16	1,18	1,18
C 17	1,28	1,31	1,34	1,38	1,14	1,16	1,16	1,18
C 18	1,22	1,31	1,26	1,38	1,1	1,16	1,12	1,18
C 19	1,31	1,32	1,32	1,39	1,16	1,18	1,18	1,19
C 20	1,26	1,19	1,32	1,22	1,14	1,08	1,14	1,09
C 21	1,60	1,19	1,91	1,22	1,51	1,08	1,55	1,09
C 22	1,31	1,24	1,32	1,29	1,11	1,07		
C 23	1,22	1,24	1,26	1,29	1,07	1,07		
C 24	1,28	1,31	1,34	1,38	1,09	1,11		
C 25	1,43	1,24	1,56	1,29	1,18	1,07		
C 26	1,43	1,51	1,56	1,69	1,18	1,24		
C 27	1,28	1,51	1,34	1,69	1,09	1,24		

TABLA 3.6 (continuación)
Coefficientes de pandeo de columnas

Columna	Cimientos		Aulas		Aulas		Cumbre	
	-3 — 0,3		0,30 — 3,80		3,80 — 7,30		7,30 — 10,20	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C 28	1,22	1,51	1,26	1,69	1,07	1,24		
C 29	1,18	1,47	1,22	1,62	1,06	1,21		
C 30	1,22	1,33	1,26	1,43	1,07	1,13		
C 31	1,28	1,33	1,34	1,43	1,09	1,13		
C 32	1,43	1,33	1,56	1,43	1,18	1,13		

C 33	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 34	1,28	1,35	1,34	1,43	1,09	1,13		
C 35	1,29	1,35	1,36	1,43	1,10	1,13		
C 36	1,29	1,35	1,36	1,43	1,10	1,13		
C 37	1,28	1,35	1,34	1,43	1,09	1,13		
C 38	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 39	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 40	1,28	1,35	1,34	1,43	1,09	1,13		
C 41	1,22	1,35	1,26	1,43	1,07	1,13		
C 42	1,18	1,51	1,22	1,69	1,06	1,24		
C 43	1,22	1,51	1,26	1,69	1,07	1,24		
C 44	1,28	1,51	1,34	1,69	1,09	1,24		
C 45	1,43	1,51	1,56	1,69	1,18	1,24		
C 46	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 47	1,28	1,35	1,34	1,43	1,09	1,13		
C 48	1,22	1,35	1,26	1,43	1,07	1,13		
C 49	1,31	1,34	1,32	1,42	1,11	1,12		
C 50	1,43	1,27	1,56	1,32	1,18	1,08		
C 51	1,28	1,51	1,34	1,69	1,09	1,24		
C 52	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 53	1,28	1,48	1,56	1,64	1,18	1,22		
C 54	1,23	1,33	1,27	1,41	1,07	1,12		
C 55	1,31	1,33	1,38	1,4	1,11	1,12		
C 56	1,43	1,51	1,56	1,69	1,18	1,24		
C 57	1,28	1,33	1,56	1,41	1,18	1,12		

TABLA 3.6 (continuación)
Coefficientes de pandeo de columnas

Columna	Cimientos		Aulas		Aulas		Cumbre	
	-3 — 0,3		0,30 — 3,80		3,80 — 7,30		7,30 — 10,20	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C 58	1,22	1,33	1,26	1,41	1,07	1,12		
C 59	1,31	1,33	1,36	1,41	1,10	1,12		
C 60	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		

C 61	1,28	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 62	1,22	1,35	1,26	1,43	1,07	1,13		
C 63	1,31	1,35	1,36	1,43	1,10	1,13		
C 64	1,43	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 65	1,28	1,35	1,56	1,43	1,18	1,13		
C 66	1,22	1,35	1,26	1,43	1,07	1,13		
C 67	1,31	1,35	1,36	1,43	1,10	1,13		
C 68	1,43	1,51	1,56	1,69	1,18	1,24		
C 69	1,28	1,51	1,56	1,69	1,18	1,24		
C 70	1,22	1,51	1,26	1,69	1,07	1,24		
C 71	1,31	1,51	1,36	1,69	1,10	1,24		

Fuente: elaboración propia

Con estos datos se procede a calcular la estructura definitiva.

3.6.2. Elementos más solicitados.- Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2014 en una computadora portátil TOSHIBA modelo Satélite CORE I-7, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación, como resultado se muestran en el siguiente grafico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales que serán analizadas:

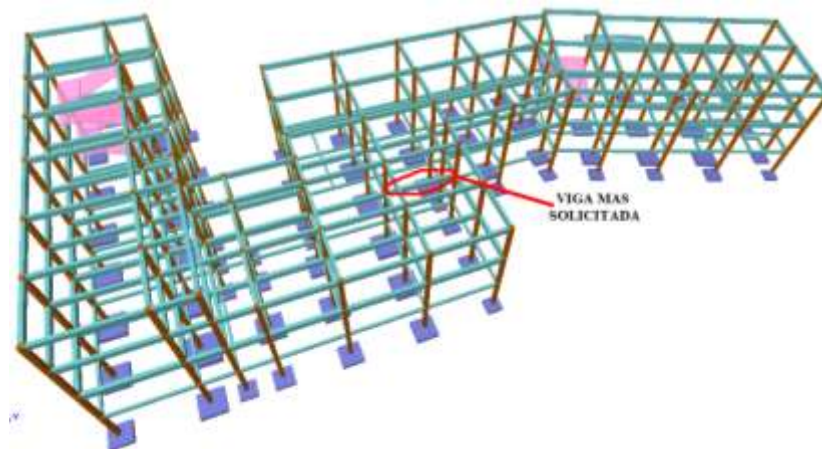


Figura 3.10. Viga más solicitada entre columnas C36 – C43 (fuente: CYPECAD 2014)

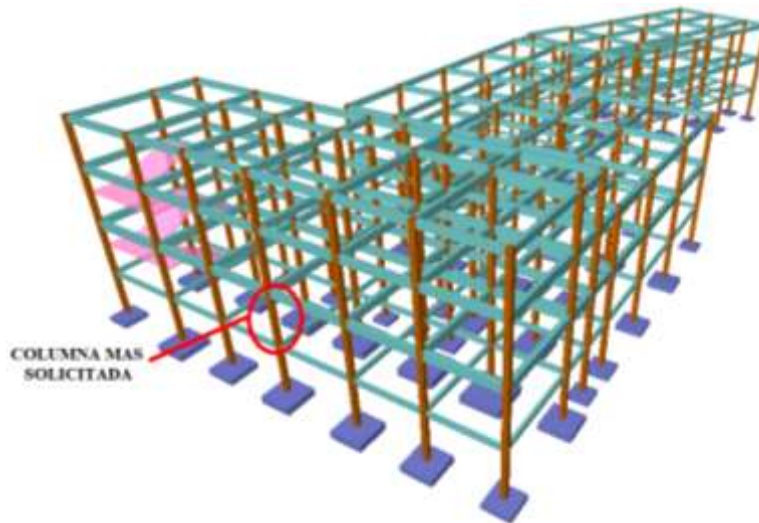


Figura 3.11. Columna más solicitada C4 (fuente: CYPECAD 2014)

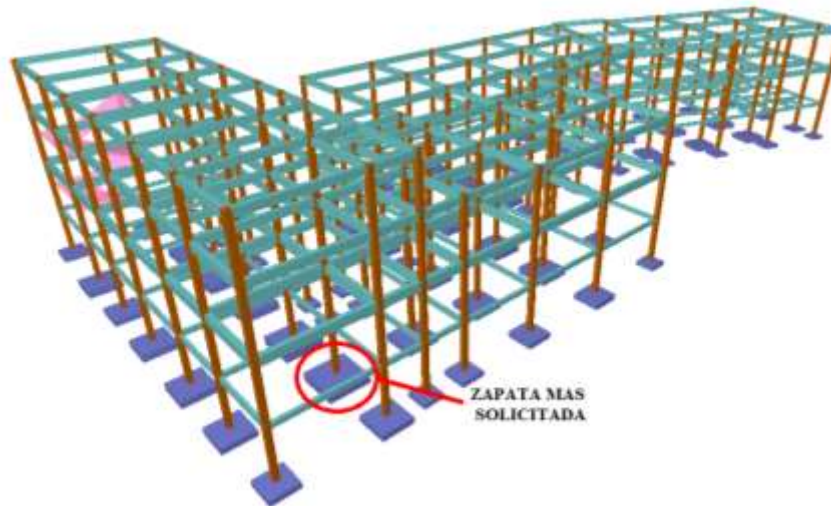


Figura 3.12. Zapata más solicitada C13 (fuente: CYPECAD 2014)

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo IV.), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla:

**TABLA 3.7
Elementos más solicitados**

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas C36 – C43 primera losa
Columna	C4 a nivel planta baja
Zapata	De la columna C13

Fuente: elaboración propia

3.6.3. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados.- Con los resultados del cálculo se revisaron y compararon los esfuerzos de todos los elementos estructurales y se llegó a determinar los esfuerzos más grandes, de los resultados de las envolventes, con los cuales el programa realizó el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

3.6.3.1. Viga.- Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

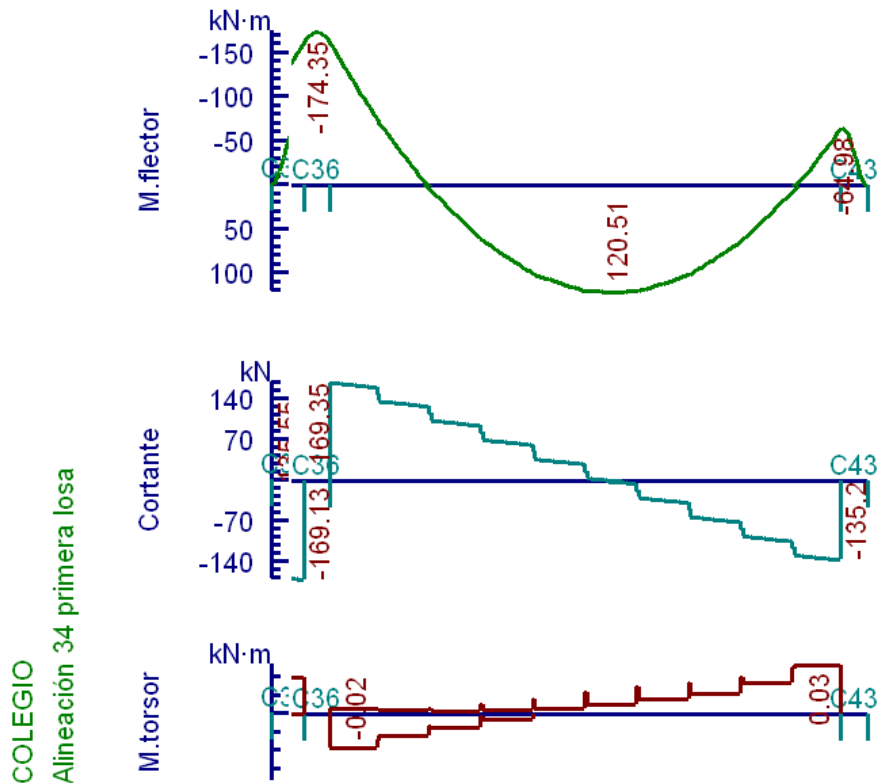


Figura 3.13 Envolventes de M, V, T. (Fuente: CYPECAD 2014)

Estos son los esfuerzos con los cuales se diseñara la viga en los E.L.U. Estados Limites Últimos.

3.6.3.2. Columna.- El programa dimensiono el pilar más solicitado en E.L.U. Estados Limites Últimos son:



Figura 3.14. Esfuerzos de diseño de la columna C4 (Fuente: CYPECAD 2014)

3.6.3.3. Zapata.- Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. Estados Limites Últimos son:

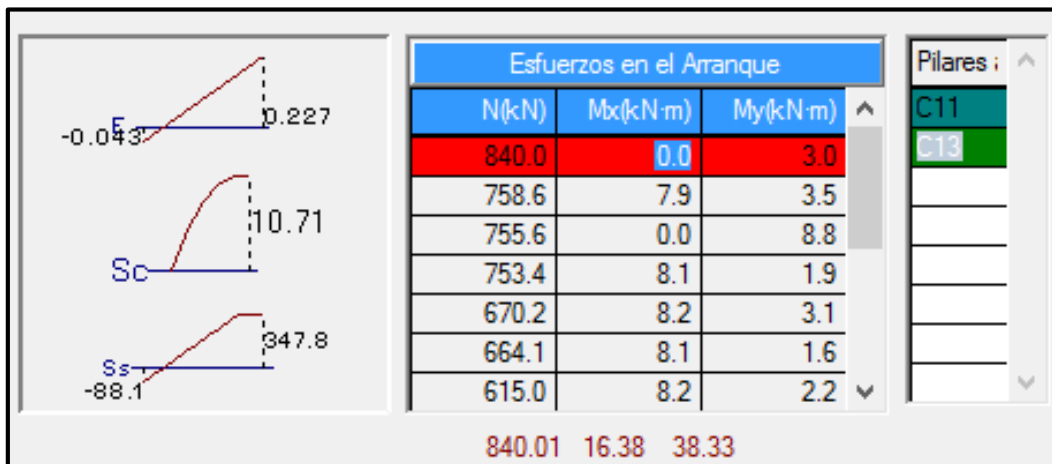


Figura 3.15. Esfuerzos de diseño de la zapata C13 (Fuente: CYPECAD 2014)

3.6.3.4. Losa.- Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

3.6.4. Análisis de los miembros más solicitados.- Ya fueron designados las piezas más solicitadas en el análisis estructural, y se presentaron las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas por el programa, ahora se procederá a un cálculo manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa CYPECAD.

3.6.4.1. Viga.- Los cálculos y diseño serán realizados para los estados límites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

3.6.4.1.1. Diseño en E.L.U.- Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

3.6.4.1.1.1. Diseño en flexión.-

Diseño de positivos:

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 120.51 \text{ KN}\cdot\text{m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\
 h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 400 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\
 d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN}/\text{m}^2 \\
 b &= 0.30 \text{ m} & f_{yd} &= 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN}/\text{m}^2 \\
 L &= 6 \text{ metros (longitud)}
 \end{aligned}$$

Solución:

Comprobación de la armadura de compresión:

$$\begin{aligned}
 M_d &< 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \\
 M_d &< 0.251 \cdot 0.30\text{m} \cdot (0.46\text{m})^2 \cdot (14000 \text{ KN} / \text{m}^2) \\
 120.51 \text{ KN} \cdot \text{m} &< 223.07 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$\begin{aligned}
 y &= d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\
 y &= 0.46\text{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{120.51 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.30\text{m} \cdot (0.46\text{m})^2 \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2}} \right) = 0.080\text{m} \\
 \underline{\underline{y}} &= \underline{\underline{0.080\text{m}}}
 \end{aligned}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$\begin{aligned}
 U &= A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \\
 A_s \cdot f_{yd} &= 0.85 \cdot 0.30\text{m} \cdot 0.080\text{m} \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2 = 285.6 \text{ KN} \\
 \underline{\underline{U}} &= \underline{\underline{A_s \cdot f_{yd} = 285.6 \text{ KN}}}
 \end{aligned}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya:

$$\begin{aligned} 2\phi 16 &= 139.9 \text{ KN} \\ 4\phi 12 &= 157.4 \text{ KN} \end{aligned} \Rightarrow 297.3 \text{ KN} > 285.6 \text{ KN} \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 2\phi 16 + 4\phi 12}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{285.6 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.00082 \text{ m}^2$$

$$\boxed{\boxed{A_s = 8.2 \text{ cm}^2}}$$

Diseño de los negativos: (Izquierda)

Datos:

$$\begin{aligned} M_d &= 174.35 \text{ KN.m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\ h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 400 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\ d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\ b &= 0.30 \text{ m} & f_{yd} &= 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2 \\ L &= 6 \text{ metros (longitud)} \end{aligned}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$\begin{aligned} y &= d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\ y &= 0.46 \text{ m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{174.35 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot (0.46 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.1 \text{ m} \\ &\underline{\underline{y = 0.1 \text{ m}}} \end{aligned}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$\begin{aligned} U &= A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \\ A_s \cdot f_{yd} &= 0.85 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 = 357 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 357 \text{ KN}}}$$

$$2\phi 20 = 218.5 \text{ KN}$$

$$2\phi 16 = 139.9 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 413 \text{ KN} > 357 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$2\phi 10 = 54.6 \text{ KN}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 3\phi 20 + 2\phi 16 + 2\phi 10}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{357 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.000103 \text{ m}^2$$

$$\boxed{\boxed{A_s = 10.3 \text{ cm}^2}}$$

Diseño de los negativos: (Derecha)

Datos:

$$M_d = 64.98 \text{ KN.m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.46 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

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

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 6 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

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

$$y = 0.46 \text{ m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{64.98 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot (0.46 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.041 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{y = 0.041 \text{ m}}}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

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

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.30m \cdot 0.041m \cdot 14000KN / m^2 = 146.37KN$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 146.37KN}}$$

$$\begin{aligned} 3\phi 12 &= 118KN \\ 2\phi 10 &= 54.6KN \end{aligned} \Rightarrow 172.6KN > 146.37KN \quad \text{OK}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 3\phi 12 + 2\phi 10}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{146.37KN}{347826.087KN / m^2} = 0.00044m^2$$

$$\boxed{\boxed{A_s = 4.4 \text{ cm}^2}}$$

Dominio de deformación:

$$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.11m}{0.80} = 0.14m$$

$$x_{\min} = 0.259 \cdot d = 0.259 \cdot 0.46m = 0.12m$$

$$x_{\lim} = \frac{d}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \frac{0.46m}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot 347.83MPa} = 0.30m$$

DOMINIO 3

$$\underline{\underline{0.12m \leq 0.14m \leq 0.30m}}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$\rho_{\min} = 0.0033 \quad \text{Para vigas (Norma CBH-87).}$$

Positivos:

$$\rho_{\text{positivos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8.2cm^2}{30cm \cdot 46cm} = 0.0059$$

$$\underline{\underline{0.0033 \leq 0.0059}} \quad \text{OK}$$

Negativos: (Izquierda)

$$\rho_{negativos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10.3cm^2}{30cm \cdot 46cm} = 0.0075$$

$$\underline{\underline{0.0033 \leq 0.0075}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos: (Derecha)

$$\rho_{negativos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.4cm^2}{30cm \cdot 46cm} = 0.0033$$

$$\underline{\underline{0.0033 \leq 0.0033}} \quad \mathbf{OK}$$

Cuantías mecánicas mínimas según CBH-87:

$$A_s < 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14000KN/m^2}{347826.087KN/m^2} \cdot 0.30m \cdot 0.50m = 0.000242m^2 = 2.42cm^2$$

Positivos

$$\underline{\underline{8.2cm^2 > 2.42cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Izquierda)

$$\underline{\underline{10.3cm^2 > 2.42cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Derecha)

$$\underline{\underline{4.4cm^2 > 2.42cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

3.6.4.1.1.2. Diseño a cortante.-

Cortante Izquierda

Datos:

$$Q_d = 169.35 KN$$

$$f_{ck} = 21 MPa$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.50 m$$

$$f_{yk} = 400 MPa$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.46 m$$

$$f_{cd} = 21 MPa/1.50 = 14 MPa = 14000 KN/m^2$$

$$b = 0.30 m$$

$$f_{yd} = 400 MPa/1.15 = 347.82 MPa = 347826.087 KN/m^2$$

$$L = 6 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

$$V_{rd} = V_d = 169.35 KN$$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.30 \text{m} \cdot 0.46 \text{m} = 579.6 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{169.35 \text{KN} < 579.6 \text{KN} \quad \text{OK}}}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

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

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.30 \text{m} \cdot 0.46 \text{m} = 137.60 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{169.35 \text{KN} < 137.60 \text{KN} \quad \text{NO CUMPLE}}}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 169.35 \text{KN} - 137.60 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{V_{cu} = 31.75 \text{KN}}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{169.35 \text{KN}}{579.6 \text{KN}} = 0.29$$

$$0.20 < 0.29 < 0.67 \quad \Rightarrow \quad \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.6 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 371, con la siguiente relación.

$$\text{Estrizo } 2 \text{ } \phi 8 \quad \frac{s}{d} = 0.55 \quad \Rightarrow \quad u = 57.2 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{57.2 \text{KN} > 31.75 \text{KN} \quad \text{OK}}}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.55$$

$$s = 0.55 \cdot d = 0.55 \cdot 0.46 = 0.25 \text{m}$$

Refuerzo

$$\underline{\underline{\text{estribos } \phi 8 \text{c} / 25 \text{cm}}}$$

Cortante Derecha

Datos:

$$\begin{aligned} Q_d &= 135.20 \text{ KN} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\ h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 400 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\ d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\ b &= 0.30 \text{ m} & f_{yd} &= 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2 \\ L &= 6 \text{ metros (longitud)} \end{aligned}$$

Solución:

$$\begin{aligned} V_{rd} &= V_d = 135.2 \text{ KN} \\ V_d &< V_{u1} \\ V_d &< V_{u2} \end{aligned}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.46 \text{ m} = 579.6 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{135.2 \text{ KN} < 579.6 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

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

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.46 \text{ m} = 137.6 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{135.2 \text{ KN} < 137.6 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

Separación máxima CBH-87:

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

$$\underline{\underline{S = 30 \text{ cm}}}$$

Armadura de refuerzo a cortante con la cuantía mínima por un metro lineal CBH-87:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{\text{sen } \alpha} \geq 0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t$$
$$\frac{4 \text{ estribos} \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot (0.008 \text{ m})^2 \cdot 2 \right) \cdot 347826.087 \text{ KN/m}^2}{\text{sen}(90)} \geq 0.02 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{139.82 \text{ KN} > 84 \text{ KN}}} \quad \text{OK} \quad \Rightarrow \underline{\underline{\text{estribos } \phi 8 \text{ c} / 30 \text{ cm}}}$$

3.6.4.1.2. Diseño en E.L.S.- Se verifican las deformaciones máximas producidas por las cargas de servicio y peso propio.

Datos:

$g_T = 19.59 \text{ KN/m}$ Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

$q_T = 12.29 \text{ KN/m}$ Carga variable repartida que actúa sobre el elemento

Para comprobación y obtención de estos datos ver (ANEXO IV)

$L = 6 \text{ m}$ Longitud

$E_y = 0.0035$ Alargamiento unitario del acero

Verificación para Estados límites de Servicio

$$d \geq 30 \cdot E_y \cdot l_i$$

$$0.46m \geq 30 \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 6m)$$

$$\underline{0.46m > 0.38m} \quad \mathbf{OK}$$

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

$$0.46 \geq 50 \cdot \frac{19.59 \text{ KN/m}}{19.59 \text{ KN/m} + 12.29 \text{ KN/m}} \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 6m)$$

$$\underline{0.46m > 0.39m} \quad \mathbf{OK}$$

Realizadas las comprobaciones del artículo 8.5.3 de la norma CBH-87, no será necesaria la comprobación de la flecha.

3.6.4.2. Columna.- El diseño se basa en la determinación de una armadura simétrica en los E.L.U. con una sección dada:

Datos:

$$b = 30 \text{ cm} \quad I_x = I_y = \frac{0.30 \text{ cm} \cdot (0.30 \text{ cm})^3}{12} = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad A = 0.30 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$N_d = 522.2 \text{ KN}$$

$$L = 3.5 \text{ m (longitud)}$$

$$M_{xd} = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{yd} = 42.5 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_x = 1.36 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$\alpha_y = 1.70 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

Solución:

Longitud de pandeo en Y:

$$l_o = \alpha_y \cdot L = 1.70 \cdot 3.5m = 5.95m$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_a}{h} = \frac{5.95m}{0.30m} = 19.83$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 19.83 < 29 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{5.95m}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} = 68.70$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 68.70 < 100 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizara los cálculos de las excentricidades.

Excentricidad Accidental

$$e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \Rightarrow \frac{30cm}{20} \geq 2cm \Rightarrow 1.5cm < 2cm$$

$$\underline{\underline{e_a = 2cm}}$$

Excentricidad de Primer Orden

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{42.5KN.m}{522.2KN} = 0.081m = 8.1cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 8.1cm}}$$

Excentricidad Ficticia

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_{oy}}{c + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_o}{r} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{347.83MPa}{1200} \right) \cdot \frac{0.30m + 20 \cdot 0.083m}{0.30m + 10 \cdot 0.083m} \cdot \frac{(5.95m)^2}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.081m$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 8.1cm}}$$

Excentricidad Total

$$e_a = e_a + e_{oy} + e_{fic}$$

$$e_T = 2cm + 8.1cm + 8.1cm = 18.2cm = 0.18m$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.18m}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden

$$M_y = N_d \cdot e_T = 522.2KN \cdot 0.18m = 93.99KN \cdot m$$

$$\underline{\underline{M_y = 93.99KN \cdot m}}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizara el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición.

Como el monograma es para un hormigón H-20 se calcula un ancho ficticio para un hormigón H-21.

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.30m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.32m \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.32m}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_y}{b_1} = \frac{93.99KN \cdot m}{0.32m} = 293.72KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{522.2KN}{0.32m} = 1631.87KN / m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s^l \cdot f_{yd}}{b_1} = 775KN / m$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 775KN / m \cdot b_1 = 775KN / m \cdot 0.32m = 248KN$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 248KN \cdot 2 = 496KN$$

$$6\phi 16 = 419.6KN$$

$$2\phi 12 = 78.7KN$$

$$498.3KN > 496KN \quad \mathbf{OK}$$

Área total de acero:

$$A_{sTotal} = \frac{496KN}{347826.087KN / m^2} = 0.00142m^2$$

$$A_s = 14.26 \text{ cm}^2$$

Cuantía geométrica mínima:

Para pilares $\rho_{min} = 0.006$ según la CBH-87

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.26cm^2}{30cm \cdot 27cm} = 0.017$$

$$\underline{\underline{0.017 > 0.006}} \quad \mathbf{OK}$$

Comprobación de las armaduras longitudinales:

$$A_s^l \cdot f_{ycd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$(0.001426m^2 / 2) \cdot 347826.087KN / m^2 \geq 0.05 \cdot 522.2KN$$

$$\underline{\underline{248KN \geq 26.11KN}} \quad \mathbf{OK}$$

$$A_s^l \cdot f_{ycd} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$(0.001426m^2 / 2) \cdot 347826.087KN / m^2 < 0.5 \cdot 14000KN / m^2 \cdot 0.09m^2$$

$$\underline{\underline{248KN < 630KN}} \quad \mathbf{OK}$$

Diseño de estribos:

Separación:

$$\begin{aligned} S &\leq 12\phi_{min} & S &\leq 12 \cdot 1.2cm = 15cm \\ S &\leq b - 2r & \Rightarrow & S &\leq 30cm - 2 \cdot 2cm = 26cm \\ S &\leq 30cm & & S &\leq 30cm \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{S = 15cm}}$$

Diámetro de estribos:

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{mayor}$$

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot (16mm) = 4mm \Rightarrow \phi = 6mm$$

$$\underline{\underline{Estrivos \phi 6c / 15cm}}$$

Longitud de pandeo en X:

$$l_o = \alpha_x \cdot L = 1.36 \cdot 3.5m = 4.76m$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{4.76m}{0.30m} = 15.87$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 15.87 < 29 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{4.76m}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} = 54.96$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 54.96 < 100 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizara los cálculos de las excentricidades.

Excentricidad Accidental

$$e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \Rightarrow \frac{30cm}{20} \geq 2cm \Rightarrow 1.5cm < 2cm$$

$$\underline{\underline{e_a = 2cm}}$$

Excentricidad de Primer Orden

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{1.3KN.m}{522.2KN} = 0.0025m = 0.25cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 0.25cm}}$$

Excentricidad Ficticia

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_{oy}}{c + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_o}{r} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{347.82MPa}{1200} \right) \cdot \frac{0.30m + 20 \cdot 0.0025m}{0.30m + 10 \cdot 0.0025m} \cdot \frac{(4.76m)^2}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.032m$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 3.2cm}}$$

Excentricidad Total

$$e_a = e_a + e_{oy} + e_{fic}$$

$$e_T = 2cm + 0.25cm + 3.2cm = 5.45cm = 0.0545m$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.0545m}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden

$$M_y = N_d \cdot e_r = 522.2KN \cdot 0.0545m = 28.46KN \cdot m$$

$$\underline{M_y = 28.46KN \cdot m}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizara el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición.

Como el monograma es para un hormigón H-20 se calcula un ancho ficticio para un hormigón H-21.

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.30m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.32m \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.32m}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_y}{b_1} = \frac{28.46KN \cdot m}{0.32m} = 88.94KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{522.2KN}{0.32m} = 1631.87KN / m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{b_1} = 150KN / m$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 150KN / m \cdot b_1 = 150KN / m \cdot 0.32m = 48KN$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 48KN \cdot 2 = 96KN$$

$$6\phi 16 = 419.6KN$$

$$2\phi 12 = 78.7KN$$

$$498.3KN > 96KN \quad \mathbf{OK}$$

3.6.4.3. Zapata.- El diseño de las cimentaciones de este proyecto fue mediante una fundación superficial con zapatas aisladas.

Datos:

$$N_d = 840 \text{ KN}$$

$$M_{dy} = 3 \text{ KN.m}$$

$$Q_y = 3.18 \text{ KN}$$

$$N = 525 \text{ KN}$$

$$M_y = 1.87 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.1 \text{ MPa} = 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 100 \text{ KN} / \text{m}^2}{100} = 0.12$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{525 \text{ KN} \cdot (1 + 0.12)}{100 \text{ KN} / \text{m}^2} = 5.88 \text{ m}^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{5.88 \text{ m}^2} = 2.42 \text{ m} \approx 2.5 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{a = b = 2.5 \text{ m}}}$$

Canto útil:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{840 \text{ KN}}{2.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m}} = 134.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 134.4 \text{ KN} / \text{m}^2}{134.4 \text{ KN} / \text{m}^2 + 370} \cdot \left(\frac{2.5 \text{ m} - 0.30 \text{ m}}{2} \right) = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{d = 35 \text{ cm}}} \quad (\text{Constructivo})$$

Canto Total

$$h_T = d + r = 35 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = \underline{\underline{40 \text{ cm}}}$$

Las dimensiones que se asumirán serán las que fueron propuestas en los resultados del programa por motivo de mayor seguridad.

Dimensiones

$$a = b = 2.5 \text{ m}$$

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.55 \text{ m}$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{\max} < 2 \cdot h$$
$$\frac{(2.5m - 0.30m)}{2} < 2 \cdot 0.55m$$
$$1.1m < 1.1m \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación de los esfuerzos en el terreno, libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 507

$$n_{\text{relativa}} = \frac{e}{a}$$

$$N = P_{\text{zapata}} = V \cdot \gamma_H = (2.5m \cdot 2.5m \cdot 0.55m) \cdot 25KN/m^3 = \underline{\underline{85.94KN}}$$

$$N_T = N + P_{\text{zapata}} = 525KN + 85.94KN = 610.94KN$$

$$e = \frac{M_y}{N_T} = \frac{1.87KN \cdot m}{610.94KN} = 0.0031m$$

Excentricidad relativa

$$n_{\text{relativa}} = \frac{e}{a} = \frac{0.0031m}{2.5m} = 0.0012$$

$$n \leq \frac{1}{90}$$

$$0.0012 \leq 0.01 \quad \text{OK (Zapata con carga centrada)}$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\frac{610.94KN}{2.5m \cdot 2.5m} \leq 100KN/m^2$$

$$\underline{\underline{97.75KN/m^2}} \leq 100KN/m^2$$

3.6.4.3.1. Comprobación al vuelco.-

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} = \frac{610.94KN \cdot \frac{2.5m}{2}}{1.87KN \cdot m + 3.18KN \cdot 0.55m} = 233.13$$

$$\underline{\underline{233.13}} \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

3.6.4.3.2. Comprobación al deslizamiento.-

$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} \geq 1.5$$
$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} = \frac{610.94KN \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 25^\circ\right)}{3.18KN} = 57.52$$
$$\underline{\underline{57.52 \geq 1.5}} \quad \mathbf{OK}$$

3.6.4.3.3. Diseño a flexión.-

En dirección X = Y

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b(v_a + 0.15a_o)^2$$
$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{840KN}{2.5m \cdot 2.5m} = 134.4KN/m^2$$
$$M_d = \frac{134.4KN/m^2}{2} \cdot 2.5m \cdot (1.1m + 0.15 \cdot 0.3m)^2 = 220.25KN \cdot m$$
$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{220.25KN \cdot m}{2.5m \cdot (0.50m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0252$$
$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0252 \cdot (1 + 0.0252) = 0.026$$
$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.026 \cdot 2.5m \cdot 0.50m \cdot 14000KN/m^2 = 455KN$$
$$A_s = \frac{455KN}{347826.087KN/m^2} = 0.00131m^2 = 13.1cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 2.5m \cdot 0.50m = 0.0025m^2 = 25cm^2$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.0025m^2 \cdot 347826.087KN/m^2 = 869.56KN$$

$$13\phi 16 = 909.1KN \Rightarrow 909.1KN > 869.56KN \quad \mathbf{OK}$$

$$\text{Separación} = S = \frac{b - 2 \cdot r}{13} = \frac{2.5m - 2 \cdot 0.05m}{13} = 0.183m \approx 19cm$$

$$\underline{\underline{13\phi 16c/19cm}}$$

3.6.4.3.4. Diseño a cortante.-

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.50m}{2} = 0.25m \quad \text{Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{840KN}{2.5m \cdot 2.5m} = 134.4KN / m^2$$

$$V_d = 134.4KN / m^2 \cdot 2.5m \cdot \left(\frac{2.5m - 0.30m}{2} - 0.50m \right) = 201.6KN$$

Comprobación de cortante:

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

$$b_2 = b_o + d = 0.30m + 0.50m = 0.80m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (1.1m - 0.25m) = 1.28m$$

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

$$221.20KN \leq 2 \cdot 0.80m \cdot 1.28m \cdot 997.12KN / m^2$$

$$\underline{\underline{201.6KN \leq 2042.10KN}} \quad \mathbf{OK}$$

3.6.4.4. Losa.- La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con aligerante de plastofomo.

Datos:

$a = 22$ cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$ cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

$$h_o \geq 3cm \geq \frac{1}{6} \cdot a \quad \frac{1}{6} \cdot a = \frac{1}{6} \cdot 22cm = 3.66cm$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$\underline{\underline{5cm \geq 3cm \geq 3.66cm}} \quad \mathbf{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

No se comprueba la flecha si se cumple la relación canto/luz de la **tabla 9.9.10.4.3b** según la CBH-87.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$
$$\frac{H}{L} = \frac{0.25m}{4m} = 0.062 \qquad \frac{1}{24} = 0.0416$$
$$\underline{\underline{0.062 \geq 0.0416}} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

Según la **tabla 9.9.10.4.3 a** de la norma CBH-87. Para: $h_o = 5cm$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2/m$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla :

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$
$$1.41cm^2 > 0.79cm^2$$
$$\underline{\underline{\phi 6c / 25cm}}$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$
$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{347.82MPa} = 0.718cm^2 / m$$
$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{347.82MPa} = 0.575cm^2 / m$$
$$A_s = 0.72 \text{ cm}^2/m$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$
$$1.41cm^2 > 0.72cm^2$$
$$\underline{\underline{\phi 6c / 25cm}}$$

3.6.5. Comparación de los resultados de los cálculos manuales con los del programa CYPECAD.- Se procederá al análisis del diseño a mano y de los resultados obtenidos por el programa, los cuales fueron calculados con las mismas solicitaciones y secciones, se aceptan resultados superiores en 5 % a los del CYPECAD.

TABLA 3.8
Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.

Flexión positivos		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,30 m x 0,50 m x 6 m	
Área de acero nec.	8,2 cm ²	8.47 cm ²
Armado	2φ16 + 4φ12	2φ16 + 4φ12
Flexión negativos (Izquierda)		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,30 m x 0,50 m x 6 m	
Área de acero nec.	10.30 cm ²	11.62 cm ²
Armado	2φ20 + 2φ16 + 2φ10	2φ20 + 2φ16 + 2φ10
Flexión negativos (Derecha)		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,30 m x 0,50 m x 6 m	
Área de acero nec.	4.4 cm ²	4.95 cm ²
Armado	3φ12 + 2φ10	3φ12 + 2φ10
Cortante (Izquierda)		
Concepto	Calculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,40 m x 0,65 m x 10 m	
Área de acero nec.	5.91 cm ²	5,91 cm ²
Armado	Estribos φ8 c/25 cm	Estribos φ8 c/25 cm
Cortante (Derecha)		
Concepto	Calculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,40 m x 0,65 m x 10 m	
Área de acero nec.	3.35 cm ²	3.35 cm ²
Armado	Estribos φ8 c/30 cm	Estribos φ8 c/30 cm

Fuente: elaboración propia

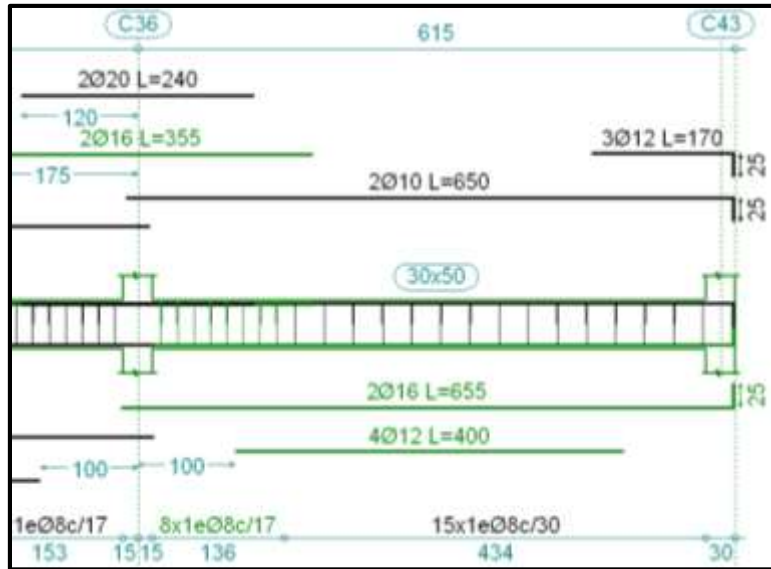


Figura 3.16. Armado de la viga, entre las columnas C36 – C43 primera losa (Fuente: CYPECAD 2014)

TABLA 3.9
Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.

Flexo compresión		
Concepto	Calculo manual (monograma de flexocomprension H. A. J. Montoya)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,30 m x 0,30 m x 3.5 m	
Área de aceros nec.	14.26 cm ²	14.31 cm ²
Armado	6φ16 + 2φ12	6φ16 + 2φ12
Estribos		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	0,30 m x 0,30 m x 3.5 m	
Área de aceros	0,6 cm ²	0,6 cm ²
Armado	φ6 c/15 cm	φ6 c/15 cm

Fuente: elaboración propia

Referencia:	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
8	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
7	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
6	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
5	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
4	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
3	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
2	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
1	0.3 x 0.3 4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59
Arranques:	4 Ø16 +2	Ø16 +2	Ø12 +2	Ø6 15	1.59

Figura 3.17. Armado de la Columna C4 (Fuente: CYPECAD 2014)

TABLA 3.10
Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.

Flexión lado X e Y		
Concepto	Calculo manual (flexión simple, momento reducido)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	2.5 m x 2.5 m x 0,55 m	
Área de aceros	25 cm ²	26,14 cm ²
Armado	13φ16 c/19 cm	13φ16 c/19 cm
Cortante lado X e Y		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2014)
Dimensiones	2.5 m x 2.5 m x 0,55 m	
Área de aceros	No requiere	No requiere
Armado	No requiere	No requiere

Fuente: elaboración propia

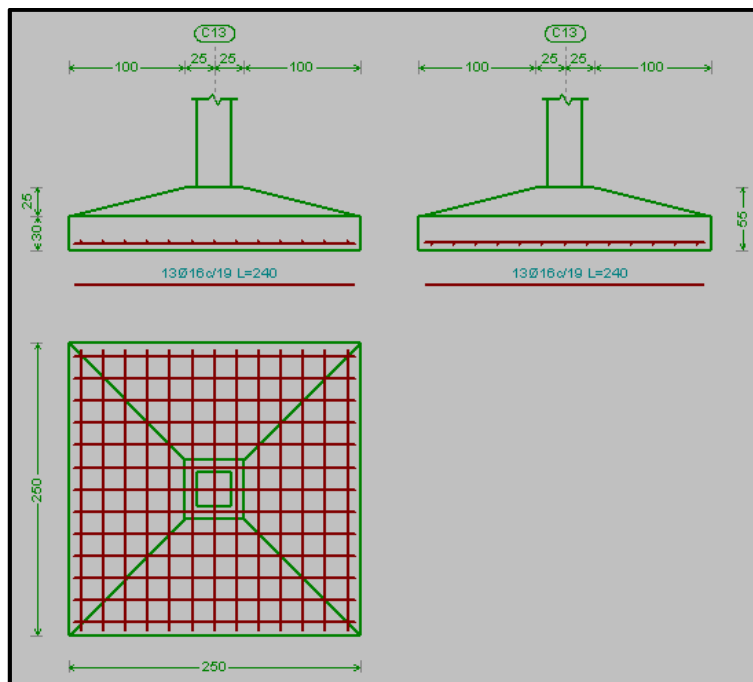


Figura 3.18. Armado de la Zapata C13 (Fuente: CYPECAD 2014)

3.7 Especificaciones técnicas.- En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase (Anexo V)

3.8 Precios unitarios.- El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo VI)

3.9 Costo total de la obra

Haciendo un análisis de precios unitarios se pudo obtener una cifra en Bolivianos del costo total de la obra, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

$$\text{Costo} = 3,147,186.59 \text{ Bs}$$

Esta cifra corresponde al **diseño convencional**, y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo solo contempla la parte la parte de la obra gruesa del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

$$\text{Costo por m}^2 = 709.64 \text{ Bs}$$

Siendo el área en total de la construcción de 4434.89 m².

Para más detalle véase los (Anexo VI y Anexo VII)

3.10 Cronograma de ejecución de la obra

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de ruta crítica PERT, con un plan de obra preestablecido, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto, el cual nos da un tiempo de:

$$\text{Plazo de ejecución} = 265 \text{ días hábiles}$$

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de **15 trabajadores**, para todas las actividades y estos deben ser:

5 albañiles o especialistas y 10 ayudantes

1 retroexcavadora 420 F y 7 volquetas de 4 cubos

Para más detalle véase el (Anexos XII)

4. CAPITULO IV APOORTE ACADEMICO

Como aporte académico se propuso el análisis y determinación de asentamientos y distorsión de cimentaciones, fundados sobre sustratos de arcillas orgánicas confinadas.

Durante la construcción de edificios, a medida que las cargas de columnas se sitúan sobre las cimentaciones, éstas se asientan. Las cimentaciones son diseñadas en función a un esfuerzo admisible, este esfuerzo admisible no toma en cuenta los sustratos más profundos los cuales pueden estar constituidos por suelos altamente compresibles, los que generan asentamientos de gran magnitud, estos asentamientos son calculados por métodos de consolidación, ya que estos estratos son arcillas confinadas entre estratos de arena y gravas de baja compresibilidad, no obstante los asentamientos de los suelos granulares son cuantificados por métodos basados en la teoría elástica.

Si es que los asentamientos llegan a ser de consideración sobrepasando los límites establecidos por noma, se tiene que analizar un rediseño de las cimentaciones con las cuales cumpla los requisitos tanto de esfuerzo admisible como de asentamiento admisible.

4.1 Elección de cimentaciones para el análisis de asentamientos y distorsiones

Para la elección de las cimentaciones a ser analizadas se tomó en cuenta la proximidad y ubicación de estas con los pozos de sondeo del estudio de suelos y los esfuerzos máximos de las zapatas.

Con estos parámetros se eligió las cimentaciones que están en función a las características y estratificación del pozo N° 1 de exploración de suelos, se eligieron las zapatas de la columna 60 y 61 por la cercanía al pozo N° 1, por la cercanía entre ellas y por la diferencia de esfuerzos normales para el cálculo de distorsión.

De la misma manera de se eligieron las cimentaciones de las columnas 13 y 14 en función a las características del pozo N° 2 de exploración de suelos.

La ubicación de las cimentaciones se puede apreciar en las siguientes graficas:

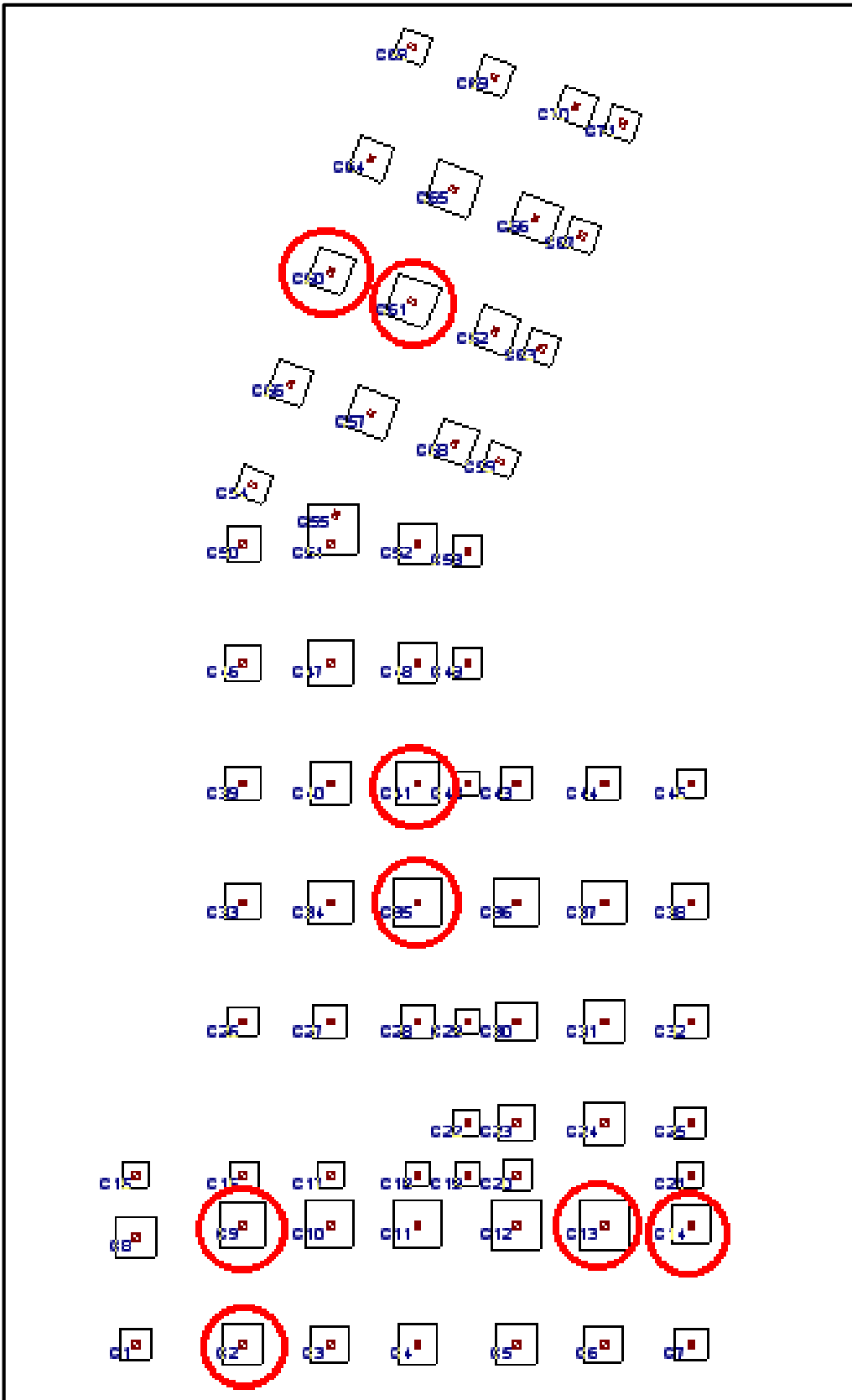


Figura 4.1. Cimentaciones para el análisis de asentamiento (Fuente CYPECAD 2014).

4.2 Estratificación y datos para el cálculo de asentamientos

La estratificación y los datos de las cimentaciones elegidas referentes a los estratos del subsuelo se presentan en las siguientes figuras:

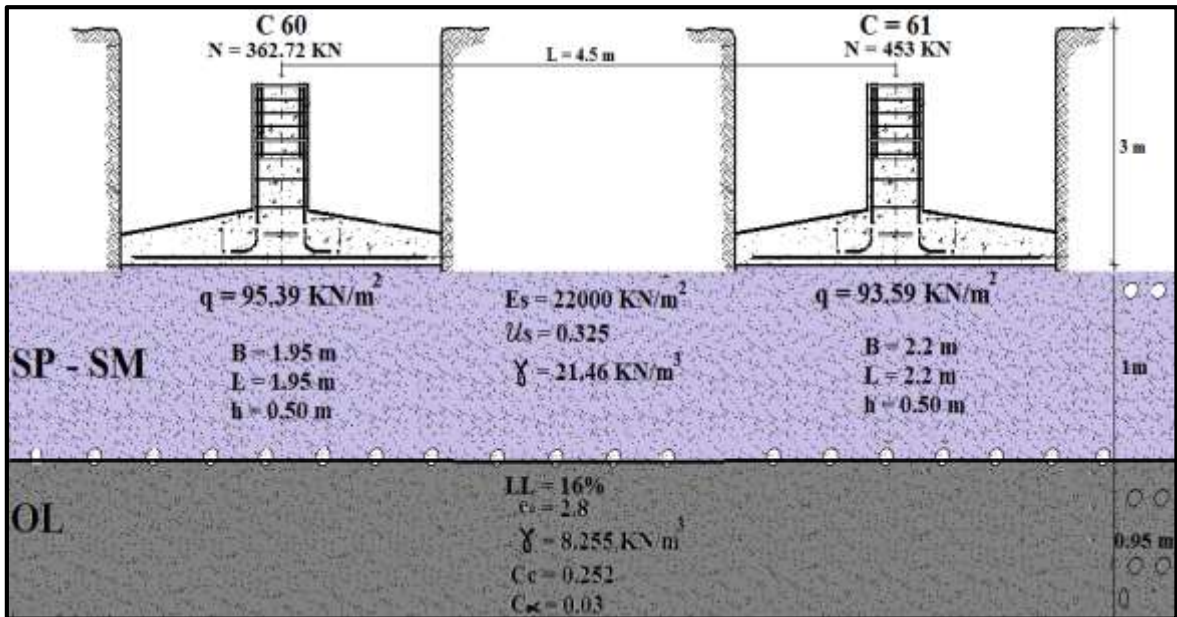


Figura 4.2. Estratificación y datos de las zapatas 60 y 61 (Fuente elaboración propia).

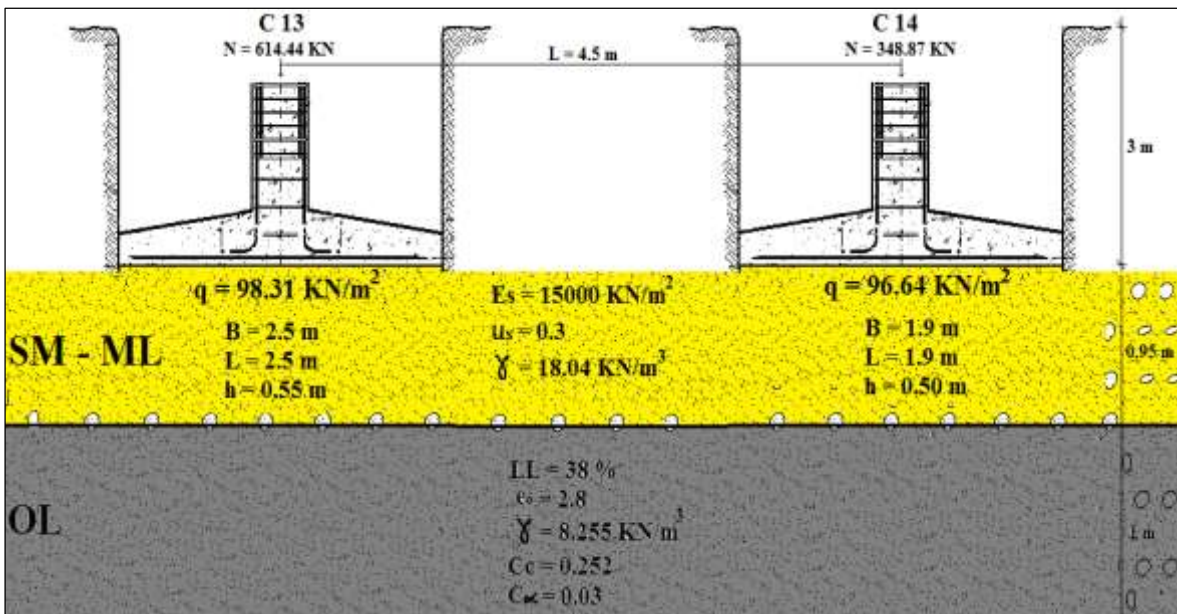


Figura 4.3. Estratificación y datos de las zapatas 13 y 14 (Fuente elaboración propia).

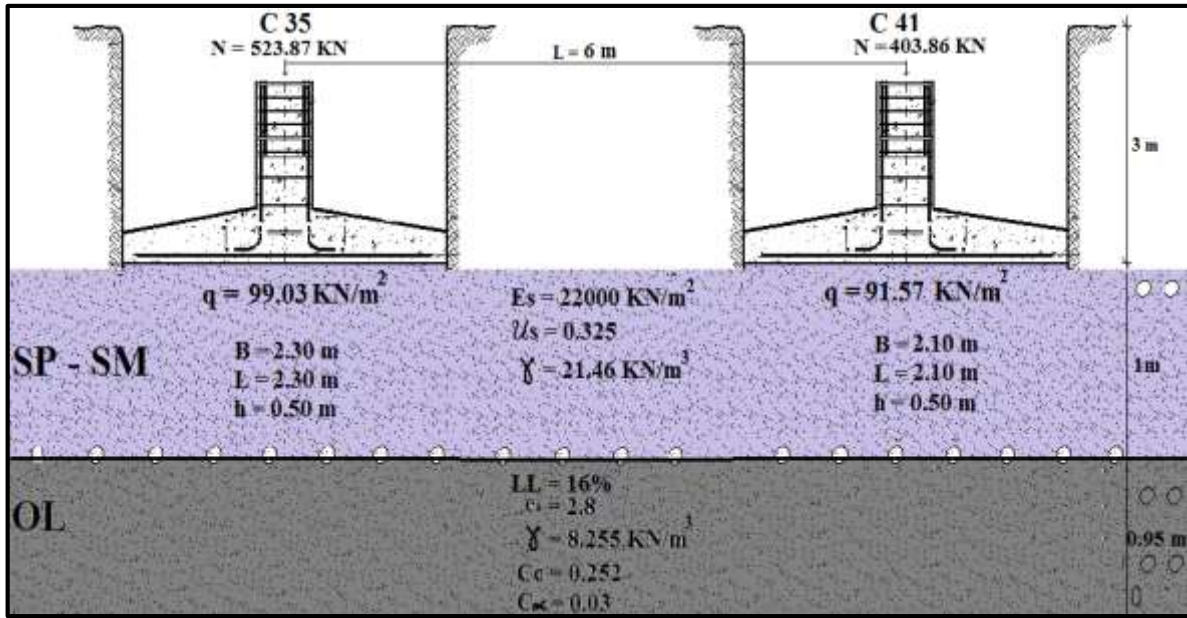


Figura 4.4. Estratificación y datos de las zapatas 35 y 41 (Fuente elaboración propia).

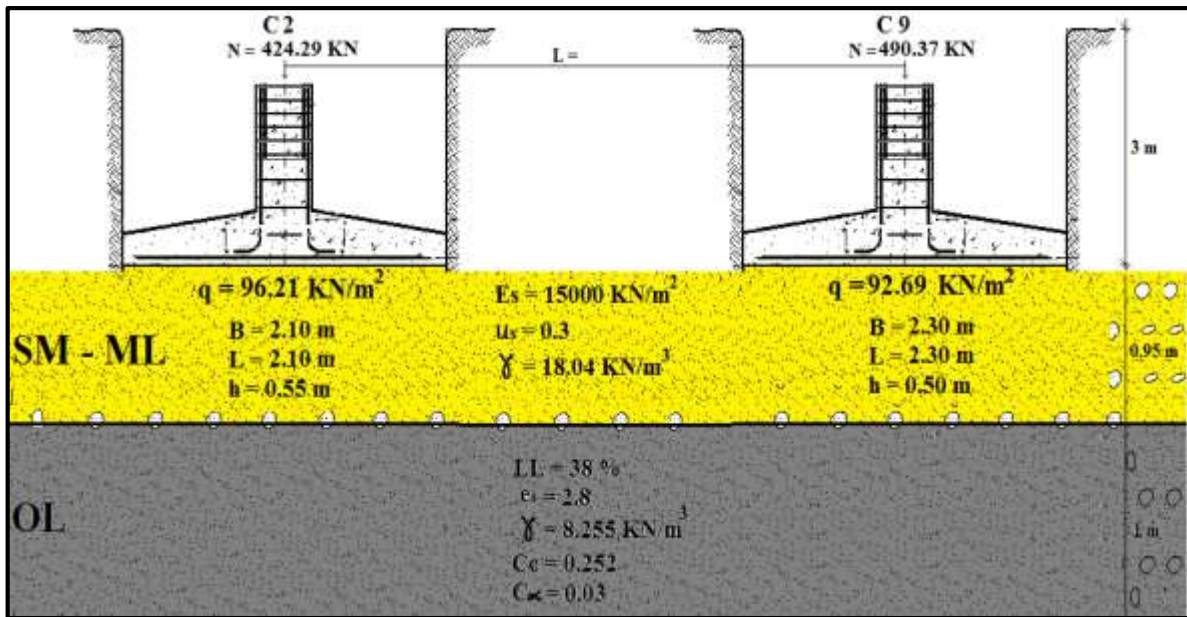


Figura 4.5. Estratificación y datos de las zapatas 2 y 9 (Fuente elaboración propia).

4.3 Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad

En el cálculo de asentamientos en estructuras, generalmente se toman en cuenta los asentamiento de los estratos de arcilla y limo, considerando a las arenas y gravas como incompresibles o de compresibilidad despreciable, el método para determinar los asentamiento en arena y suelos granulares, pueden ser analizado mediante la teoría de la

elasticidad, por lo tanto se calcularán los asentamientos de los estratos de arena limosa y de arena mal graduada, como sigue a continuación.

Como ejemplo ilustrativo se va a realizar el cálculo manual de la zapata N° 13

Datos

$N = 614.44 \text{ KN}$	Normal de diseño
$B = 2.5 \text{ m}$	Ancho de la zapata
$L = 2.5 \text{ m}$	Largo de la zapata
$h = 0.55 \text{ m}$	Canto de la zapata
$q = 98.31 \text{ KN/m}^2$	Presión neta aplicada sobre la cimentación
$D_f = 3 \text{ m}$	Profundidad de cimentación
$\alpha = 4$	Factor que depende de la ubicación donde se está calculando el asentamiento respecto de la zapata
$\mu_s = 0.3$	Coefficiente de Poisson del suelo
$E_s = 15000 \text{ KN/m}^2$	Modulo de elasticidad

$$B^l = \frac{B}{2} = \frac{2.5m}{2} = 1.25m$$

$$m^l = \frac{L}{B} = \frac{2.5m}{2.5m} = 1$$

$$n^l = \frac{H}{\frac{B}{2}} = \frac{0.55m}{\frac{2.5m}{2}} = 0.76$$

Con los valores de m^l y n^l calculamos $F_1=0.096$ y $F_2=0.083$ entrando a las tablas 17.3 y 17.4 del libro Braja Das 4° Edición, o referirse a las tablas del ANEXO 1

Calculo del factor de forma

$$I_s = F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} \cdot F_2 = 0.096 + \frac{2 - 0.3}{1 - 0.3} \cdot 0.083 = 0.298$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3m}{2.5m} = 1.2$$

$$\frac{B}{L} = \frac{2.5m}{2.5m} = 1$$

Con los valores de $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ calculamos Factor de profundidad $I_f = 0.78$ entrando a la tabla 17.5 del libro Braja Das 4° Edición, o referirse a las tablas del ANEXO 1.

Cálculo del asentamiento del estrato de arena por el método de la elasticidad

$$S_e = q \cdot \alpha \cdot B' + \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_f = 98.31 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 4 \cdot 1.25 \text{m} + \frac{1 - 0.3^2}{15000 \text{KN} / \text{m}^2} \cdot 0.298 \cdot 0.78$$

$$S_e = 0.0069 \text{m}$$

Los resultados del asentamiento elástico en el estrato de arena de las demás zapatas se muestran en las siguientes tablas.

TABLA 4.1.

Datos preliminares para el cálculo del asentamiento elástico en el estrato de arena

Zapata	q (KN/m ²)	α	B' = $\frac{B}{2}$ (m)	Coef. de poisson μ _s Tabla 17,6 Braja Das 4° Edición	Modulo Elasticidad E _s (KN/m) Tabla 17,6 Braja Das 4° Edición	m' = $\frac{L}{B}$	n' = $\frac{H}{\frac{B}{2}}$
N° 2	96,21	4	1,05	0,3	15000	1	0,90
N° 9	92,69	4	1,15	0,3	15000	1	0,83
N° 13	98,31	4	1,25	0,3	15000	1	0,76
N° 14	96,64	4	0,95	0,3	15000	1	1
N° 35	99,03	4	1,15	0,325	22000	1	0,87
N° 41	91,57	4	1,05	0,325	22000	1	0,95
N° 60	95,39	4	0,97	0,325	22000	1	1,03
N° 61	93,59	4	1,1	0,325	22000	1	0,91

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.2.

Parámetros de cálculo para la ecuación del asentamiento elástico

Zapata	F ₁ Tabla 17,3 Braja Das 4° Edición	F ₂ Tabla 17,4 Braja Das 4° Edición	$I_s = F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} \cdot F_2$	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{B}{L}$	I _f Tabla 17,5 Braja Das 4° Edición
N° 2	0,123	0,083	0,325	1,42	1	0,93
N° 9	0,110	0,083	0,312	1,30	1	0,85
N° 13	0,096	0,083	0,298	1,2	1	0,78
N° 14	0,142	0,083	0,344	1,57	1	1,02

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.2. (Continuación)
Parámetros de cálculo para la ecuación del asentamiento elástico

Zapata	F ₁ Tabla 17,3 Braja Das 4° Edición	F ₂ Tabla 17,4 Braja Das 4° Edición	$I_s = F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} \cdot F_2$	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{B}{L}$	I_f Tabla 17,5 Braja Das 4° Edición
N° 35	0,117	0,083	0,323	1,304	1	0,85
N° 41	0,132	0,083	0,338	1,429	1	0,93
N° 60	0,147	0,083	0,35	1,53	1	0,99
N° 61	0,125	0,083	0,331	1,36	1	0,88

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.3.
Cálculo del asentamiento del estrato de arena por el método de la elasticidad

Zapata	$S_e = q \cdot \alpha \cdot B + \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_f$ (m)	S_e (mm)
N° 2	0,0074	7,4
N° 9	0,0069	6,8
N° 13	0,0069	6,94
N° 14	0,0078	7,81
N° 35	0,0051	5,08
N° 41	0,0049	4,9
N° 60	0,0052	5,25
N° 61	0,0049	4,88

Fuente: Elaboración propia

4.4 Asentamiento por consolidación primaria

Cuando se presentan estratos de arcilla confinadas debajo de los estratos de fundación, es necesario hacer un análisis de compresibilidad, lo cual genera asentamientos, estos asentamientos pueden ser cuantificados con la teoría de consolidación primaria y secundaria, a continuación se muestra el método de consolidación primaria.

Como ejemplo ilustrativo se va a realizar el cálculo manual de la zapata N° 13

Datos

$N = 614.44 \text{ KN}$	Normal de diseño
$B = 2.5 \text{ m}$	Ancho de la zapata
$L = 2.5 \text{ m}$	Largo de la zapata
$h = 0.55 \text{ m}$	Canto de la zapata
$q = 98.31 \text{ KN/m}^2$	Presión neta aplicada sobre la cimentación
$LL = 38 \%$	Limite Liquido
$H = 1 \text{ m}$	Espesor del estrato de arcilla
$e_o = 2.8$	Relación de vacíos Tabla 3,1 Braja Das 4° Edición
$h_1 = 0.95 \text{ m}$	Espesor del estrato de arena
$\gamma = 18.04 \text{ KN/m}^3$	Peso específico de la arena
$h_2 = 0.50 \text{ m}$	Espesor del estrato de arcilla
$\gamma = 8.25 \text{ KN/m}^3$	Peso específico de la arcilla

Calculo Índice de compresión primaria

$$C_c = 0.009 \cdot (LL - 10) = 0.009 \cdot (38 - 10) = 0.252$$

Para una profundidad $Z = 0.95 \text{ m}$

$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{2.5m}{2.5m} = 1 \qquad n_1 = \frac{Z}{(B/2)} = \frac{0.95m}{\left(\frac{2.5m}{2}\right)} = 0.76$$

Con los valores de m y n calculamos $I_c = 0.818$ entrando a la tabla 8.6 del libro Braja Das 4° Edición, o referirse a las tablas del ANEXO 1.

Calculo de esfuerzo

$$\sigma = I_c \cdot q = 0.818 \cdot 98.31 \text{ KN/m}^2 = 80.42 \text{ KN/m}^2$$

Para una profundidad $Z = 1.28 \text{ m}$

$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{2.5m}{2.5m} = 1 \qquad n_1 = \frac{Z}{(B/2)} = \frac{1.28m}{\left(\frac{2.5m}{2}\right)} = 1.02$$

Con los valores de m y n calculamos $I_c = 0.691$ entrando a la tabla 8.6 del libro Braja Das 4° Edición, o referirse a las tablas del ANEXO 1.

Calculo de esfuerzo

$$\sigma = I_c \cdot q = 0.691 \cdot 98.31 \text{ KN/m}^2 = 67.93 \text{ KN/m}^2$$

Para una profundidad $Z= 1.61 \text{ m}$

$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{2.5\text{m}}{2.5\text{m}} = 1 \qquad n_1 = \frac{Z}{(B/2)} = \frac{1.61\text{m}}{\left(\frac{2.5\text{m}}{2}\right)} = 1.28$$

Con los valores de m y n calculamos $I_c=0.572$ entrando a la tabla 8.6 del libro Braja Das 4^o Edición, o referirse a las tablas del ANEXO 1.

Calculo de esfuerzo

$$\sigma = I_c \cdot q = 0.572 \cdot 98.31\text{KN} / \text{m}^2 = 56.23\text{KN} / \text{m}^2$$

Calculo de esfuerzo promedio del estrato, mediante la regla Simpson

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_1 + 4\sigma_2 + \sigma_3}{6} = \frac{80.42\text{KN} / \text{m}^2 + 4 \cdot 67.93\text{KN} / \text{m}^2 + 56.23\text{KN} / \text{m}^2}{6} = 68.06\text{KN} / \text{m}^2$$

Esfuerzo de pre consolidación del estrato de arena

$$\sigma_{arena} = h_1 \cdot \gamma = 0.95\text{m} \cdot 18.04\text{KN} / \text{m}^3 = 17.14\text{KN} / \text{m}^2$$

Esfuerzo de pre consolidación del estrato de arcilla

$$\sigma_{arcilla} = h_2 \cdot \gamma = 0.50\text{m} \cdot 8.25\text{KN} / \text{m}^3 = 4.12\text{KN} / \text{m}^2$$

Calculo de esfuerzos de pre consolidación total

$$\sigma_0 = \sigma_{arena} + \sigma_{arcilla} = 17.14\text{KN} / \text{m}^2 + 4.12\text{KN} / \text{m}^2 = 21.26\text{KN} / \text{m}^2$$

Calculo del asentamiento en el estrato de arcilla orgánica por consolidación primaria

$$S_{cp} = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_{promedio}}{\sigma_0}\right) =$$
$$S_{cp} = \frac{0.252 \cdot 1\text{m}}{1 + 2.8} \cdot \log\left(\frac{21.26\text{KN} / \text{m}^2 + 68.06\text{KN} / \text{m}^2}{21.26\text{KN} / \text{m}^2}\right)$$
$$\underline{\underline{S_{cp} = 0.0413\text{m}}}$$

Los resultados del asentamiento por consolidación primaria en el estrato de arcilla de las demás zapatas se muestran en las siguientes tablas.

TABLA 4.4.

Datos preliminares para el cálculo del asentamiento por consolidación primaria

Zapata	q (KN/m ²)	LL (%) Limite liquido	Cc=0,009.(LL-10) Índice de compresión primaria	H (m) Espesor del estrato de arcilla	e_0 relación de vacíos Tabla 3,1 Braja Das 4° Edición
N° 2	96,21	38	0,252	1	2,8
N° 9	92,69	38	0,252	1	2,8
N° 13	98,31	38	0,252	1	2,8
N° 14	96,64	38	0,252	1	2,8
N° 35	99,03	16	0,054	0,95	2,8
N° 41	91,57	16	0,054	0,95	2,8
N° 60	95,39	16	0,054	0,95	2,8
N° 61	93,59	16	0,054	0,95	2,8

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.5.

Determinación del esfuerzo promedio en el estrato de arcilla (regla de Simpson)

Zapata	Z (m)	$m_1 = \frac{L}{B}$	$n_1 = \frac{Z}{(B/2)}$	Ic Tabla 8,6 Braja Das 4° Edición	$\sigma = I_c \cdot q$ (KN/m ²)	$\Delta\sigma = \frac{\sigma_1 + 4\sigma_2 + \sigma_3}{6}$ (KN/m ²)
N° 2	0,95	1	0,905	0,748	71,96	57,93
	1,28	1	1,219	0,598	57,53	
	1,61	1	1,533	0,473	45,51	
N° 9	0,95	1	0,826	0,787	72,94	60,20
	1,28	1	1,113	0,647	59,97	
	1,61	1	1,40	0,522	48,38	
N° 13	0,95	1	0,76	0,818	80,42	68,06
	1,28	1	1,02	0,691	67,93	
	1,61	1	1,28	0,572	56,23	
N° 14	0,95	1	1	0,701	67,74	53,30
	1,28	1	1,347	0,547	52,86	
	1,61	1	1,695	0,42	40,58	

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.5. (Continuación)

Determinación del esfuerzo promedio en el estrato de arcilla (regla de Simpson)

Zapata	Z (m)	$m_1 = \frac{L}{B}$	$n_1 = \frac{Z}{(B/2)}$	Ic Tabla 8,6 Braja Das 4° Edición	$\Delta\sigma$ (KN/m ²)	$\Delta\sigma = \frac{\sigma_1 + 4\sigma_2 + \sigma_3}{6}$ (KN/m ²)
N° 35	1	1	0,87	0,765	75,76	64,75
	1,26	1	1,096	0,655	64,86	
	1,57	1	1,365	0,538	53,28	
N° 41	1	1	0,952	0,724	66,29	55,48
	1,26	1	1,20	0,606	55,49	
	1,57	1	1,495	0,487	44,59	
N° 60	1	1	1,026	0,688	65,62	52,08
	1,26	1	1,292	0,568	54,18	
	1,57	1	1,610	0,446	42,54	
N° 61	1	1	0,76	0,818	69,82	59,09
	1,26	1	1,02	0,691	59,15	
	1,57	1	1,28	0,572	48,10	

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.6.

Calculo de esfuerzos de pre consolidación

Zapata	h1 espesor del estrato de arena (m)	γ (*) peso específico de la arena KN/m ³	h2 espesor del estrato de arcilla (m)	γ (*) peso específico de la arcilla KN/m ³	$\sigma_0 = h \cdot \gamma$ Arena KN/m ²	$\sigma_0 = h \cdot \gamma$ Arcilla KN/m ²	$\sigma_0 = \sigma_{arena} + \sigma_{arcilla}$ KN/m ²
N° 2	0,95	18,04	0,5	8,255	17,14	4,12	21,26
N° 9	0,95	18,04	0,5	8,255	17,14	4,12	21,26
N° 13	0,95	18,04	0,5	8,255	17,14	4,12	21,26
N° 14	0,95	18,04	0,5	8,255	17,14	4,12	21,26
N° 35	1	21,46	0,475	8,05	21,46	3,82	25,28
N° 41	1	21,46	0,475	8,05	21,46	3,82	25,28
N° 60	1	21,46	0,475	8,05	21,46	3,82	25,28
N° 61	1	21,46	0,475	8,05	21,46	3,82	25,28

Fuente: Elaboración propia

(*) Véase de la figura 4.2 a 4.5

TABLA 4.7.**Calculo del asentamiento en el estrato de arcilla orgánica por consolidación primaria**

Zapata	$S_{cp} = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_{promedio}}{\sigma_0}\right)$	$S_{cp} (mm)$
N° 2	0,03786	37,86
N° 9	0,03868	38,68
N° 13	0,0413	41,33
N° 14	0,0361	36,13
N° 35	0,007446	7,446
N° 41	0,006808	6,808
N° 60	0,0067	6,71
N° 61	0,0071	7,06

Fuente: Elaboración propia**4.5 Asentamiento por consolidación secundaria**

En suelos orgánicos el asentamiento más importante se dan en el proceso de consolidación secundaria y mucho más si el estrato de arcilla orgánica se encuentra en un estado de pre consolidación natural, esto se debe al reacomodo de las partículas sólidas del suelo, este proceso es también llamado plastificación y es dependiente del tiempo por el cual está siendo sometido a un esfuerzo prolongada debido a una carga permanente.

Como ejemplo ilustrativo se va a realizar el cálculo manual de la zapata N° 13

Datos

$N = 614.44 \text{ KN}$	Normal de diseño
$q = 98.31 \text{ KN/m}^2$	Presión neta aplicada sobre la cimentación
$LL = 38 \%$	Limite Liquido
$H = 1 \text{ m}$	Espesor del estrato de arcilla
$C_\alpha = 0.03$	Índice de compresión secundaria Pag.203 Braja Das 4° Edición

Para el t_1 he determinado mediante el cronograma pert un plazo de ejecución de la obra gruesa de 232 dias, considerando que para la obra fina sea el mismo tiempo de 232 dia, a su vez se suma un tiempo de 90 dias de prueba antes de la recepción final, y considerando 1 año de uso, total suma el tiempo de 2.5 años

$$t_1 = 2.5 \text{ años}$$

Para el t_2 la bibliografía recomienda que el plazo de asentamiento por consolidación secundaria es 10 años, en nuestro caso he considerado 5 años de uso que estaría dentro de los 10 años, sumando el tiempo de la consolidación primaria de 2.5 años mas 5 años igual a 7.5 años

$$t_2 = 7.5 \text{ años}$$

Calculo del asentamiento en el estrato de arcilla orgánica por consolidación secundaria

$$S_{cs} = H \cdot C'_\alpha \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

$$S_{cs} = 1 \cdot 0.03 \cdot \log\left(\frac{7.5 \text{ años}}{2.5 \text{ años}}\right)$$

$$\underline{\underline{S_{cs} = 0.014m}}$$

Los resultados del asentamiento por consolidación secundaria en el estrato de arcilla para las demás zapatas se muestran en las siguientes tablas.

TABLA 4.8.
Parámetros de cálculo para el asentamiento de consolidación secundaria

Zapata	H (m)	C'_α Pag. 203 Braja Das 4° Edición	t_1 (años)	t_2 (años)
N° 2	1	0,03	2,5	7,5
N° 9	1	0,03	2,5	7,5
N° 13	1	0,03	2,5	7,5
N° 14	1	0,03	2,5	7,5
N° 35	0,95	0,03	2,5	7,5
N° 41	0,95	0,03	2,5	7,5
N° 60	0,95	0,03	2,5	7,5
N° 61	0,95	0,03	2,5	7,5

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.9.
Calculo del asentamiento en el estrato de arcilla orgánica
por consolidación secundaria

Zapata	$S_{cs} = H \cdot C'_{\alpha} \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$	$S_{cs} (mm)$
N° 2	0,014	14,31
N° 9	0,014	14,31
N° 13	0,014	14,31
N° 14	0,014	14,31
N° 35	0,013	13,59
N° 41	0,013	13,59
N° 60	0,013	13,59
N° 61	0,013	13,59

Fuente: Elaboración propia

4.6 Asentamiento total de cimentaciones

Una vez determinado el asentamiento en el estrato de arena mediante la teoría de la elasticidad y el asentamiento en el estrato de arcilla orgánica mediante los métodos de consolidación primaria y secundaria, se procede a determinar el asentamiento total:

TABLA 4.10.
Asentamiento total bajo las cimentaciones

Zapatas	Se Asentamiento Estrato arena Teoría de la elasticidad (mm)	Scp Asentamiento Estrato arcilla orgánica Consolidación primaria (mm)	Scs Asentamiento estrato arcilla orgánica Consolidación secundaria (mm)	S=Se+Scp+Scs Asentamiento total (mm)	S Asentamiento total (m)
N° 2	7,40	37,86	14,31	59,57	0.05957
N° 9	6,80	38,68	14,31	59,79	0.05979
N° 13	6,94	41,33	14,31	62,58	0.06258
N° 14	7,81	36,13	14,31	58,25	0.05825
N° 35	5,08	7,44	13,59	26,11	0.02611
N° 41	4,90	6,81	13,59	25,30	0.02530
N° 60	5,25	6,71	13,59	25,55	0.02555
N° 61	4,87	7,06	13,59	25,52	0.02552

Fuente: Elaboración propia

Con los resultados obtenidos se comprueba que los asentamientos de las cimentaciones que no cumplen con el límite admisible que es de 50 mm “H A” Jiménez Montoya 14 edición pág. 496, se encuentran en la zona del edificio que tiene tercera planta como se muestra en la siguiente figura:

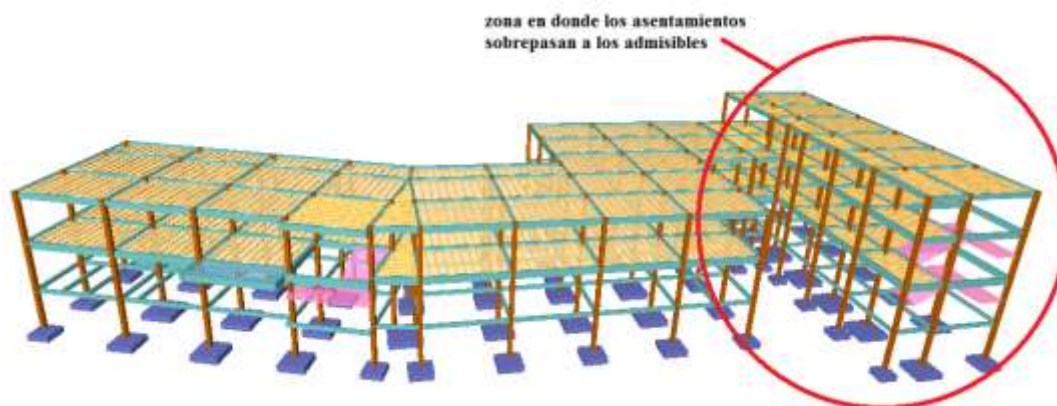


Figura 4.6. Zona de asentamientos intolerables (Fuente CYPECAD 2014).

4.7 Distorsión entre Pilares

La distorsión entre pilares es el cociente de la diferencia entre asentamientos de cimentaciones adyacentes o continuas entre su longitud de separación, la norma E-050 de suelos y cimentación recomienda que el límite máximo entre distorsión de cimentaciones sea 1/150, que es el límite para que el edificio presente daños estructurales, en la siguiente tabla se muestra las distorsiones entre las cimentaciones elegidas.

**TABLA 4.11.
Distorsión de cimentaciones**

Zapatas	$\delta = S_1 - S_2$ (m)	L (m)	$\frac{\delta}{L}$ Distorsión entre cimentaciones	$\frac{1}{150}$ Distorsión máxima	$\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{150}$
N° 9 - N° 2	0,00022	6	0,000036	0,0066	cumple
N° 13 - N° 14	0,00433	4,5	0,00096	0,0066	cumple
N° 35 - N° 41	0,00081	6	0,000135	0,0066	cumple
N° 60 - N° 61	0,00003	4,5	0,000066	0,0066	cumple
N° 13 - N° 61	0,0376	46,4	0,00079	0,0066	cumple

Fuente: Elaboración propia

En los resultados la distorsión entre cimentaciones está muy por debajo del límite admisible, esto significa que las cimentaciones tienen un asentamiento uniforme y casi constante, por lo que el edificio no está comprometido a falla estructural, pero si se debe hacer un rediseño de las cimentaciones de la zona de asentamientos intolerables.

4.8 Tensión admisible en función del asentamiento

Con el propósito de reducir asentamientos localizados, se debe realizar un rediseño de los elementos de cimentación, que garanticen la reducción del asentamiento por la redistribución de esfuerzos, según el artículo 54 del libro “Mecánica de suelos en la ingeniería” Karl Terzagui 2 edición, un método sencillo y práctico es alterar el esfuerzo admisible del terreno, de tal manera que las nuevas dimensiones de los cimientos sean calculadas con esa tensión admisible, sean lo suficientemente grandes para redistribuir el peso de los pilares, y así aminorar asentamientos.

Por correspondencia y linealidad el cociente del esfuerzo admisible entre el asentamiento calculado tiene que ser igual al esfuerzo requerido, entre el asentamiento máximo admisible, para suelos cohesivos el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya 4° edición pag. 496 tabla 23.3, recomienda que el límite sea 0,05 m.

$$\frac{q}{S} = \frac{q'}{S_{\max}} \quad \rightarrow \quad q' = q \cdot \frac{S_{\max}}{S}$$

Dónde:

q = Esfuerzo admisible determinado con la prueba SPT

S = Asentamiento total calculado

S_{max} = Asentamiento máximo tolerable (0,05 m suelos cohesivos)

q' = Esfuerzo admisible en función y correspondencia del asentamiento máximo.

Como los asentamientos más importantes se presentan en la zona, en donde la construcción alcanza la tercera planta será necesario modificar el esfuerzo admisible de estas zapatas en función del asentamiento admisible y el calculado, a continuación se muestra un croquis de las zapatas que serán rediseñadas con un nuevo esfuerzo admisible:

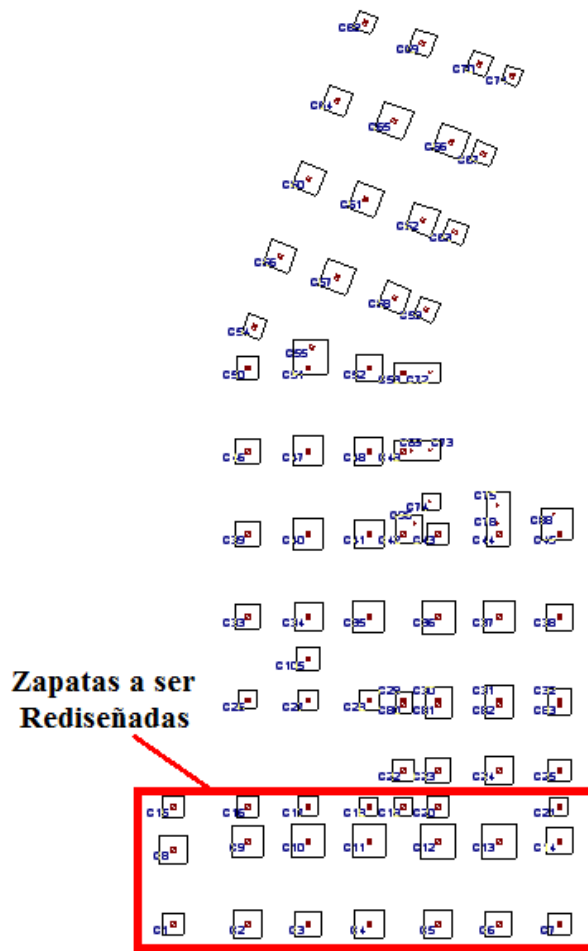


Figura 4.7. Zapatas que deben ser rediseñadas (Fuente CYPECAD 2014).

Con los asentamientos calculados se calcularán los nuevos esfuerzos admisibles con los cuales las cimentaciones no rebasaran el asentamiento admisible, para esto se elige al menor de todos, el cual será el nuevo esfuerzo admisible, que incluirá el efecto del asentamiento.

**TABLA 4.12.
Calculo del esfuerzo admisible en función del asentamiento**

Zapatas	S_{\max} (m)	S (m)	q (MPa)	$q' = q \cdot \frac{S_{\max}}{S}$ (MPa)
N° 2	0,05	0,0598	0,1	0,084
N° 9	0,05	0,0597	0,1	0,084
N° 13	0,05	0,0626	0,1	0,080
N° 14	0,05	0,0582	0,1	0,086

Fuente: Elaboración propia

El nuevo esfuerzo admisible es **0,08 MPa**, con este nuevo dato se procede a recalcular las cimentaciones de las columnas: C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18, C19, C20 y C21 con el programa CYPECAD 2014.

Este nuevo esfuerzo tiene en cuenta los asentamientos máximos admisibles.

4.9. Comparación técnica y económica de las cimentaciones entre el diseño convencional vs aporte académico.

Para la comparación técnica se van a comparar las zapatas del pilar N° 13, que en ambos casos es el más solicitado en cuanto a los esfuerzos normales.

Para la comparación económica se realizó una evaluación de costos de todo el proyecto, incluyendo las nuevas cimentaciones diseñadas con el esfuerzo admisible modificado.

A continuación se muestran las siguientes tablas que comparan técnica y económicamente los dos diseños realizados:

TABLA 4.13.
Comparación técnica de la zapata N° 13

Zapata N° 13	Comparación técnica	
	Diseño con esfuerzo admisible de la prueba SPT	Diseño con esfuerzo admisible modificado
Dimensiones	2,5m x 2,5m	2,9m x 2,9m
Asentamiento	62,58 mm	49,92 mm

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.14.
Comparación económica de toda la obra

Diseño estándar	3147186,59 Bs
Diseño con zapatas modificadas	3206117,26 Bs

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar el costo del proyecto construido con las zapatas diseñadas con el esfuerzo admisible modificado tiene un exceso de costo del 1.8%, llegando a ser la diferencia

de 58930.67 Bs, siendo un precio razonable y accesible para la solución de los asentamientos, y garantizar la estabilidad de la estructura sobre el sustrato de arcilla orgánica

4.10 Conclusiones del Aporte Académico

Se concluye que, con la modificación del esfuerzo admisible del terreno se puede rediseñar zapatas que cumplan con los requisitos de seguridad de capacidad de carga y con los requisitos de asentamientos máximos.

Se recomienda que el proyecto sea construido con los planos:

Planos estructurales: 1-2-A1-3-4-5-6-7-8-9-10-11-12-13-14-15-16

En los planos 1 y 2 se debe de reemplazar las zapatas desde la C1 hasta la C21, por las del plano A1. El plazo de ejecución del proyecto con el diseño de las nuevas cimentaciones es **272 días hábiles**, con un contingente mínimo de 15 trabajadores.

5 albañiles o especialistas y 10 ayudantes

1 retroexcavadora 420 F y 7 volquetas de 4 cubos

Los asentamientos calculados en este capítulo fueron determinados con parámetros estandarizados y obtenidos de tablas procedente de la bibliografía especializada del libro Braja Das 4° edición “fundamentos de ingeniería geotécnica”, Terzagui karl, peck ralph b., “mecánica de suelos en la ingeniería”, cimentaciones superficiales Dr. E. Alba Hurtado “universidad nacional de ingeniería Mexico” lo que hace a los resultados obtenidos que sean tomados en cuenta solo como datos referenciales del asentamiento y no así ser tomados en cuenta como resultados absolutos.

El análisis de asentamientos calculado en este capítulo solo es válido para un estrato de arcilla orgánica de 1 m, debido a la incertidumbre que existe en la exploración del subsuelo, esto se debe a que en el estudio del subsuelo solo se llegó a determinar un espesor de 0,50 m de arcillar orgánica, no llegando a determinar el espesor total del estrato, si el estrato de arcilla determinado en un nuevo sondeo llegase a ser mayor que 1 m, se recomienda q se haga un nuevo análisis de cálculo para las cimentaciones.

