

**PROYECTO DE GRADO**  
**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE SALUD**  
**COLONIA BARREDERO**

**1. INTRODUCCIÓN.**

**1.1. EL PROBLEMA.**

**1.1.1. Planteamiento.**

El crecimiento poblacional de la ciudad de Bermejo, es significativo en comparación con gestiones pasadas lo que ocasiona que centros de salud existentes no sean suficientes para satisfacer la atención médica, dotación de medicamentos, programas de prevención, etc. a la población de Colonia Barredero. Es importante recalcar que ante la falta de un centro de salud hay un incremento de problemas relacionados con enfermedades e infecciones en la comunidad, situación que continuará si no se implementa una solución efectiva que elimine o reduzca estos efectos.

Los resultados del censo 2012 dan cuenta que la población del municipio de Bermejo es de 33.310 habitantes lo que lo convierte en el cuarto municipio más poblado de Tarija.

En 11 años, la población del área rural del municipio de Bermejo se ha incrementado en 1.195 habitantes lo que representa un crecimiento del 3,58%, asumiendo una tasa de crecimiento anual del 2,12% utilizando los datos censales del 2001 y 2012. Ésta información se puede constatar en la siguiente tabla:

Tabla 1. Población por sexo y área de la provincia Aniceto Arce (censo 2012).

| <b>Provincia y Secciones</b> | <b>Total</b> | <b>Hombres</b> | <b>Mujeres</b> | <b>Área urbana</b> | <b>Área rural</b> | <b>Tasa anual de crecimiento intercensal 2001-2012 (%)</b> |
|------------------------------|--------------|----------------|----------------|--------------------|-------------------|--|
| Provincia Aniceto Arce       | 52.570       | 27.214         | 25.356         | 26.059             | 26.511            | 1,75   |
| Primera Sección - Padcaya    | 19.260       | 10.074         | 9.186          | -                  | 19.260            | 1,13   |
| Segunda Sección - Bermejo    | 33.310       | 17.140         | 16.170         | 26.059             | 7.251             | 2,12   |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística. CPV 2012

En cuanto al área rural de Bermejo, la población de las comunidades se distribuye de la siguiente forma:

Tabla 2. Población Rural de Bermejo.

| Descripción                  | Población  | Hombres    | Mujeres    | Número de familias | Tasa anual de crecimiento intercensal 2001-2012 (%) |
|------------------------------|------------|------------|------------|--------------------|---|
| EL CERCADO                   | 167        | 88         | 79         | 37                 | 0,42  |
| ZONA EL NUEVE                | 212        | 126        | 86         | 47                 | 0,46  |
| CABECERA EL NUEVE            | 50         | 26         | 24         | 11                 | 0,12  |
| EL CINCO                     | 37         | 23         | 14         | 8                  | 0,10  |
| COLONIA LINARES              | 632        | 361        | 271        | 229                | 1,40  |
| ALTO CALAMA                  | 53         | 20         | 33         | 12                 | 0,11  |
| ARROZALES                    | 154        | 79         | 75         | 34                 | 0,30  |
| <b>BARREDERO</b>             | <b>843</b> | <b>436</b> | <b>407</b> | <b>287</b>         | <b>1,60</b>   |
| ZONA CENTRO                  | 238        | 123        | 115        | 53                 | 0,80  |
| ZONA VOLCAN                  | 47         | 26         | 21         | 10                 | 0,35  |
| ZONA NOGALITOS               | 123        | 63         | 60         | 27                 | 0,38  |
| CANDADO BUENA VISTA          | 93         | 57         | 36         | 21                 | 0,42  |
| EL TORO                      | 58         | 28         | 30         | 13                 | 0,37  |
| QUEBRADA CHICA               | 189        | 97         | 92         | 42                 | 0,89  |
| SAN LUIS EL ANTA             | 98         | 57         | 41         | 22                 | 0,56  |
| 25 DE ENERO                  | 196        | 99         | 97         | 44                 | 0,81  |
| CANDADO GRANDE               | 394        | 249        | 145        | 105                | 1,09  |
| CANDADO CHICO                | 161        | 82         | 79         | 36                 | 0,75  |
| FLOR DE ORO                  | 128        | 63         | 65         | 28                 | 0,69  |
| LA FLORIDA                   | 90         | 56         | 34         | 20                 | 0,45  |
| LOS POZOS                    | 155        | 81         | 74         | 34                 | 1,01  |
| SANTA ROSA                   | 108        | 59         | 49         | 24                 | 0,53  |
| VILLA NUEVA                  | 83         | 42         | 41         | 18                 | 0,55  |
| NARANJO DULCE                | 78         | 38         | 40         | 17                 | 0,50  |
| CAMPO GRANDE                 | 348        | 183        | 165        | 97                 | 1,45  |
| URBANIZACION 6 DE NOVIEMBRE  | 80         | 35         | 45         | 18                 | 0,89  |
| ZONA COFADENA                | 28         | 28         | 0          | 6                  | -1,64   |
| COTA GAITA                   | 58         | 27         | 31         | 13                 | 0,55  |
| ZONA YUNCHARA                | 95         | 51         | 44         | 22                 | 0,69  |
| LA TALITA                    | 26         | 16         | 10         | 6                  | 0,20  |
| NARANJITOS                   | 228        | 124        | 104        | 51                 | 1,10  |
| PORCELANA                    | 661        | 333        | 328        | 204                | 1,55  |
| URBANIZACION 2 DE SEPTIEMBRE | 136        | 78         | 58         | 30                 | 0,90  |
| PORCELANA BORDO              | 31         | 21         | 10         | 7                  | 0,33  |
| PORCELANA BAJO               | 63         | 37         | 26         | 14                 | 0,45  |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística. CPV 2012

La proyección de población de la comunidad Barredero, según estimaciones realizadas por el INE, se puede observar en la tabla 3.

Tabla 3. Proyecciones de población de Comunidad Barredero

| Comunidad         | Población (habitantes) |      |      |
|-------------------|------------------------|------|------|
|                   | Año                    |      |      |
|                   | 2012                   | 2018 | 2024 |
| Colonia Barredero | 843                    | 1038 | 1120 |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística. CPV 2012

Es por los motivos expuestos anteriormente que el municipio de Bermejo ha optado por la construcción de un centro de salud de primer nivel, con internación, de acuerdo a la Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel, dicha infraestructura se demanda en zonas de proyecto que cuentan con una cantidad de beneficiarios entre 1.000 y 10.000 habitantes, donde el equipo de salud proporciona atención intercultural, integral, ambulatoria e internación de tránsito a personas y familias, con pleno desarrollo de la gestión participativa y control social en salud y cuyas funciones están orientadas a la promoción de la salud, prevención, diagnóstico y tratamiento de las enfermedades, rehabilitación, articulado y complementado con la medicina tradicional (médicos tradicionales, parteras, naturistas, etc.), para brindar un servicio de salud eficiente que mejore la calidad de vida de los habitantes de la comunidad.

### 1.1.2. Formulación.

El problema del proyecto se formula en una pregunta de investigación:

- ¿De qué manera se aplicarán los conocimientos adquiridos y aprendidos en el área de estructuras que servirán de aporte en el beneficio de la comunidad mediante la construcción de un centro de salud?

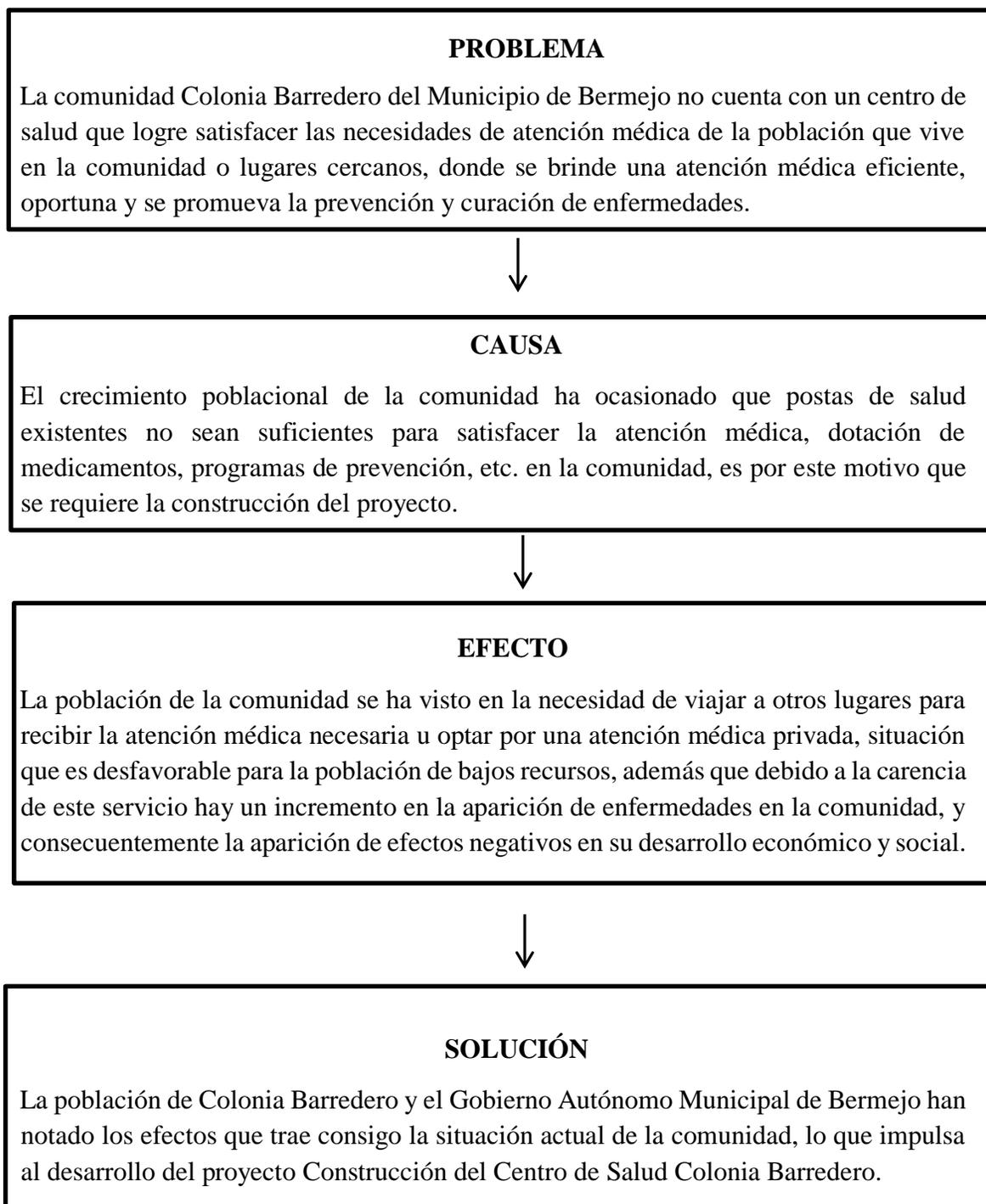
### 1.1.3. Sistematización.

Los temas específicos que se han planteado y observado se los expone en las siguientes preguntas:

- ¿De qué manera se puede mejorar la calidad de vida de los habitantes de Colonia Barredero en el ámbito de la salud?
- ¿Cómo afecta la falta de una infraestructura adecuada destinada a otorgar un servicio de salud ante el crecimiento de la población de Colonia Barredero en los últimos 10 años?
- ¿Cómo incide la ausencia de un servicio de salud eficiente en el desarrollo social y económico en la comunidad Colonia Barredero?

- ¿Cuáles son los factores principales del entorno de la comunidad que generan la necesidad de mejoras en el servicio de salud?

El problema del proyecto se lo puede visualizar mejor de la siguiente manera:



## **1.2. OBJETIVOS.**

### **1.2.1. General.**

Elaborar el diseño estructural del Centro de Salud Colonia Barretero, aplicando conocimientos adquiridos en la formación como estudiante de la carrera de ingeniería civil con base en las especificaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), para garantizar la resistencia y estabilidad del proyecto y ser parte del desarrollo del proyecto de ingeniería, que contribuya al mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la comunidad.

### **1.2.2. Específicos.**

- Analizar y verificar las características del suelo de fundación del lugar de emplazamiento del proyecto, con base en el estudio de suelos proporcionado por la entidad responsable del proyecto.
- Analizar las cargas actuantes en la estructura.
- Desarrollar una adecuada estructuración de los siguientes elementos estructurales: columnas, vigas, losa alivianada, zapatas y cubierta metálica.
- Realizar la comprobación de los resultados de diseño en los elementos más críticos de la estructura, para comparar con los resultados obtenidos con el software utilizado.
- Elaborar las especificaciones técnicas, presupuesto, cronograma de ejecución y planos estructurales de la obra gruesa del proyecto.
- Determinar el costo y tiempo referencial de la construcción de la obra gruesa del Centro de Salud Colonia Barretero.

## **1.3. JUSTIFICACIÓN.**

### **1.3.1. Académica.**

Desarrollar y aplicar todos los conocimientos adquiridos y aprendidos en el área de estructuras, durante los cinco años de formación académica en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, en la realización del diseño estructural del proyecto, que servirá de aporte en el beneficio de la comunidad.

### **1.3.2. Técnica.**

El proyecto contempla el diseño estructural de una estructura aporticada de dos plantas cuya distribución de ambientes es la siguiente: consultorio médico tradicional, cuatro consultorios odontológicos, tres consultorios médicos, farmacia, dos salas de internación post- parto, dos

enfermerías, sala de parto, sala de pre parto, sala de espera, recepción, sala de reuniones, laboratorios, etc.

El diseño se realizará a partir de información básica como ubicación del lugar de emplazamiento, planos arquitectónicos, estudio de suelos, y topografía de la zona del proyecto proporcionada por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.

Los elementos estructurales que conformarán la estructura serán diseñados en hormigón armado con base en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), y con ayuda del software Cypecad (versión 2014).

La cubierta será de calamina galvanizada sostenida por cerchas metálicas.

### 1.3.3. Social.

El proyecto busca mejorar la calidad de vida de la comunidad Colonia Barretero, brindar un espacio donde haya disponibilidad inmediata de servicios de salud, equipamiento y una infraestructura adecuada para que la población pueda ser atendida eficientemente y se promueva programas de prevención de enfermedades, programas de nutrición, etc.

De acuerdo con la resolución técnica instalada en los establecimientos de salud que componen la red servicios de salud de Bermejo, se presentan deficiencias en la infraestructura de los establecimientos existentes. En la siguiente tabla se muestra la situación actual de los establecimientos de salud, en el área rural de la ciudad de Bermejo.

Tabla 4. Infraestructuras según establecimientos de salud

| <b>Establecimiento de salud</b> | <b>Situación Real</b>                    | <b>Propuesta</b>   |
|---------------------------------|--|--|
| Puesto de salud azucarero       | Estado regular, infraestructura reducida | Construcción establecimiento de salud de primer nivel                  |
| Hospital Virgen de Chaguaya     | Estado regular, infraestructura reducida | Mejoramiento de la estructura actual: Conclusión de nueva construcción |
| Puesto de salud San José        | Estado regular infraestructura reducida  | Construcción segunda fase del establecimiento                          |
| Puesto de salud Naranjitos      | Estado regular, infraestructura reducida | Ampliación viviendas del personal                                      |
| Puesto de salud Barretero       | No es propia                             | Construcción de establecimiento de salud de primer nivel               |
| Puesto de salud Arrozales       | Buen estado                              | Construcción segunda fase del establecimiento                          |
| Puesto de salud central         | No es propia                             | Construcción de establecimiento de salud de primer nivel               |

|                                    |  |   |
|------------------------------------|--|---|
| Centro de salud<br>Colonia Linares | Estado regular                           | Construcción de<br>establecimiento de salud de primer<br>nivel                            |
| Centro de salud<br>Candado Grande  | Buen estado                              | Ampliación de la infraestructura para<br>acreditación de centro de salud                  |
| Puesto de salud<br>21 de diciembre | Infraestructura reducida no es<br>propia | Construcción establecimiento de<br>salud de primer nivel y<br>mantenimiento cada 6 meses. |
| Puesto de salud<br>Campo Grande    | Estado regular                           | Refacción de techo, cámara séptica y<br>sistema sanitario                                 |

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal “Bermejo” 2014-2018. Módulo de Información Básica.  
Instituto Nacional de estadística (Año 2015)

## 1.4. MARCO DE REFERENCIA.

### 1.4.1. Espacial.

El proyecto se encuentra ubicado en la Comunidad Colonia Barretero (distrito Nro.6 del área rural del municipio de Bermejo), en la Segunda Sección de la Provincia Aniceto Arce, en el departamento de Tarija.

La ubicación del proyecto se puede observar en las siguientes figuras:



Figura 1. Ubicación del proyecto  
Fuente: Elaboración propia.



Figura 2. Ubicación de Comunidad Barredero  
Fuente: Elaboración propia.

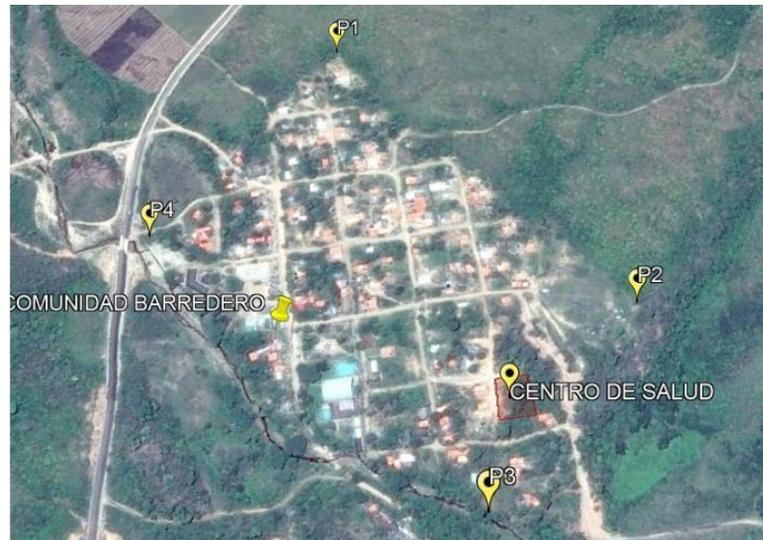


Figura 3. Ubicación del Centro de Salud Comunidad Barredero  
Fuente: Elaboración propia.

Se obtuvieron las coordenadas geográficas del lugar de emplazamiento del proyecto con el programa Google Earth y se detallan a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 5. Ubicación geográfica del proyecto

| Punto | Coordenadas geográficas |               |
|-------|-------------------------|---------------|
|       | Latitud                 | Longitud      |
| CS    | 22°36'25.64"S           | 64°15'10.64"O |

Fuente: Elaboración propia

**1.4.2. Temporal.**

La vida útil del proyecto será de 50 años, valor correspondiente a estructuras de ingeniería civil de repercusión económica baja o media.

**1.5. ALCANCE DEL PROYECTO.****1.5.1. Resultados a lograr.**

Los resultados a lograr en la propuesta de proyecto de ingeniería son los siguientes:

- Recopilar y analizar la información técnica disponible en el Municipio de Bermejo.
- Diseñar todos los elementos que componen la estructura del proyecto.
- Identificar cuáles serán los elementos con mayor sollicitación de cargas.
- Diseñar una estructura adecuada, funcional y segura que permita cubrir la demanda de servicios de salud que requiere la comunidad.

**1.5.2. Restricciones y limitaciones.**

El proyecto se enfoca principalmente en el diseño estructural del bloque principal del centro de salud, por lo que se detallan las siguientes consideraciones:

- El proyecto comprenderá exclusivamente el diseño estructural de la infraestructura y superestructura, elaboración de planos estructurales y verificaciones correspondientes del bloque principal. No se diseñarán los demás componentes como la vivienda del sereno, vivienda del personal, generador eléctrico, garaje cubierto y portería.
- Se detallarán las especificaciones técnicas, volúmenes de obra, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto del módulo de “obra gruesa” del proyecto.
- No se realizará el diseño de las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable e instalación pluvial, ni se cuantificarán cantidades y costos de estas actividades.

## CAPÍTULO I

### 2. FUNDAMENTO TEÓRICO.

#### 2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, su capacidad mecánica y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

Con base en los resultados del análisis estructural (fuerzas, momentos internos, desplazamientos, etc.) se procede con el diseño estructural, el cual consiste en satisfacer los requisitos de resistencia, estabilidad, rigidez y deflexión de cada uno de los elementos que conforman la estructura para evitar el fallo de la misma<sup>1</sup>.

Una estructura se diseña para que no falle durante su vida útil. Se reconoce que una estructura falla cuando deja de cumplir su función de manera adecuada. Las formas de falla pueden ser: falla de servicio o falla por rotura o inestabilidad<sup>2</sup>.

Usualmente, los materiales utilizados como componente estructural deben cumplir otro tipo de funciones, tales como aislación térmica, aislación acústica, protección de la intemperie, impermeabilidad, etc.

Otras funciones que cumplen los elementos dentro del diseño estructural están relacionadas con los aspectos arquitectónicos, los cuales deben ser integrados dentro del diseño estructural a fin de obtener el mejor rendimiento de la estructura total.

Para un diseño adecuado se deben tener en cuenta las combinaciones de cargas y en general cualquier situación a la cual se pueda ver sometida la estructura diseñada<sup>3</sup>.

##### 2.1.1. Idealización de la estructura.

Uno de los pasos más importantes en el análisis estructural, es la formulación de un modelo de la estructura real.

El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de los

---

<sup>1</sup> *Diseño de estructuras*. En línea disponible en: <https://civilparaelmundo.com/disenio-estructuras- acero/> (Fecha de consulta 06/03/19)

<sup>2</sup> *Diseño Estructural*. En línea disponible en: [https://www.ecured.cu/Diseño\\_estructural#M.C3.A9](https://www.ecured.cu/Diseño_estructural#M.C3.A9) (Fecha de consulta 06/09/17)

<sup>3</sup> *Diseño Estructural*. En línea disponible en: [https://es.m.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o\\_estructural](https://es.m.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_estructural). (Fecha de consulta 06/09/17)

elementos representan a los componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagramas de líneas. Consiste en idealizar las características de la estructura en referencia a su forma geométrica, sus conexiones, sus apoyos. Luego se aplicarán al modelo los procedimientos del análisis para determinar las solicitaciones.<sup>4</sup>

### **2.1.2. Normas de diseño.**

#### **2.1.2.1. Hormigón armado.**

La norma a utilizar en el diseño de estructuras de hormigón armado será la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, actualmente vigente, con el objetivo de conseguir seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones de utilización en el proyecto.

#### **2.1.2.2. Estructuras metálicas.**

La cubierta será de calamina galvanizada con armadura metálica y se diseñará con base en la Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011) que es aplicable a elementos de acero estructural laminados en caliente.

### **2.1.3. Cargas.**

Una acción es un conjunto de: fuerzas concentradas y repartidas y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Según el tiempo de aplicación de la carga, estas se clasifican en:

- Cargas Permanentes: Son las que duran toda la vida útil de la estructura, por ejemplo: peso propio de elementos estructurales, revestimientos, etc.
- Sobrecargas o cargas Accidentales: Son aquellas cuya magnitud y/o posición pueden variar a lo largo de la vida útil de la estructura, por ejemplo: viento, personas, nieve, etc.

#### **2.1.3.1. Cargas permanentes.**

Las acciones permanentes, que se representan por “G” si son concentradas y por “g” si son repartidas, son las que, con la estructura en servicio, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, sólo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente y por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento. El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se

---

<sup>4</sup> *Idealización Estructural*. En línea disponible en: <https://www.scribd.com/doc/74697313/IDEALIZACION-ESTRUCTURAL>(Fecha de consulta 06/03/19)

efectúa a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan. Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

Hormigón sin armar .....23 KN/m<sup>3</sup>

Hormigón armado con cuantías normales.....25 KN/m<sup>3</sup>

### 2.1.3.2. Sobrecargas de uso.

En un elemento resistente la sobrecarga de uso es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, vehículos, etc. Se tomarán valores de sobrecarga de acuerdo con la *Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88. Acciones en la edificación"* que se observan en la siguiente tabla.

Tabla 6. Sobrecargas de uso

| Tabla 3.1<br>Sobrecargas de uso                            |                                 |
|--|---------------------------------|
| Uso del elemento   | Sobrecarga<br>kg/m <sup>2</sup> |
| <b>A. Azoteas</b>  |                                 |
| Accesibles sólo para conservación                          | 100                             |
| Accesibles sólo privadamente                               | 150                             |
| Accesibles al público                                      | Según su uso                    |
| <b>B. Viviendas</b>  |                                 |
| Habitaciones de viviendas                                  | 200                             |
| Escaleras y accesos públicos                               | 300                             |
| Balcones volados   | Según art. 3.5                  |
| <b>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>              |                                 |
| Zonas de dormitorio  | 200                             |
| Zonas públicas, escaleras, accesos                         | 300                             |
| Locales de reunión y de espectáculo                        | 500                             |
| Balcones volados   | Según art. 3.5                  |
| <b>D. Oficinas y comercios</b>                             |                                 |
| Locales privados   | 200                             |
| Oficinas públicas, tiendas                                 | 300                             |
| Galerías comerciales, escaleras y accesos                  | 400                             |
| Locales de almacén   | Según su uso                    |
| Balcones volados   | Según art. 3.5                  |
| <b>E. Edificios docentes</b>                               |                                 |
| Aulas, despachos y comedores                               | 300                             |
| Escaleras y accesos  | 400                             |
| Balcones volados   | Según art. 3.5                  |
| <b>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</b> |                                 |
| Locales con asientos fijos                                 | 300                             |
| Locales sin asientos, tribunas, escaleras                  | 500                             |
| Balcones volados   | Según art. 3.5                  |
| <b>G. Calzadas y garajes</b>                               |                                 |
| Sólo automóviles de turismo                                | 400                             |
| Camiones   | 1.000                           |

Fuente: NBE-AE/88. Acciones en la edificación

### 2.1.3.3. Sobrecarga de viento.

El viento, de velocidad  $v$  (m/s) produce una presión dinámica  $w$  (kg/m<sup>2</sup>) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:  $w = v^2/16$

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $p$  (kg/m<sup>2</sup>) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:  $p = c * w$

Siendo  $w$  la presión dinámica del viento y  $c$  el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo  $\alpha$  de incidencia del viento en la superficie.

Los coeficientes eólicos  $c_1$  (barlovento) y  $c_2$  (sotavento) se presentan en la tabla 7:

Tabla 7. Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada

| Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada |                        |                      |                            |                      |                              |                      |
|--|------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------|----------------------|
|  |                        |                      |                            |                      |                              |                      |
| Situación<br>Ángulo de incidencia<br>del viento<br>$\alpha$  | Coeficiente eólico en: |                      |                            |                      |                              |                      |
|  | Superficies planas     |                      | Superficies curvas rugosas |                      | Superficies curvas muy lisas |                      |
|  | A barlovento<br>$c_1$  | A sotavento<br>$c_2$ | A barlovento<br>$c_3$      | A sotavento<br>$c_4$ | A barlovento<br>$c_3$        | A sotavento<br>$c_4$ |
| En remanso<br>90° - 0°                                       | +0,8                   | -0,4                 | +0,8                       | -0,4                 | +0,8                         | -0,4                 |
| En corriente<br>90°  | +0,8                   | -0,4                 | +0,8                       | -0,4                 | +0,8                         | -0,4                 |
| 80°  | +0,8                   | -0,4                 | +0,8                       | -0,4                 | +0,8                         | -0,4                 |
| 70°  | +0,8                   | -0,4                 | +0,8                       | -0,4                 | +0,4                         | -0,4                 |
| 60°  | +0,8                   | -0,4                 | +0,4                       | -0,4                 | 0                            | -0,4                 |
| 50°  | +0,6                   | -0,4                 | 0                          | -0,4                 | -0,4                         | -0,4                 |
| 40°  | +0,4                   | -0,4                 | -0,4                       | -0,4                 | -0,8                         | -0,4                 |
| 30°  | +0,2                   | -0,4                 | -0,8                       | -0,4                 | -1,2                         | -0,4                 |
| 20°  | 0                      | -0,4                 | -0,8                       | -0,4                 | -1,6                         | -2,0                 |
| 10°  | -0,2                   | -0,4                 | -0,8                       | -0,4                 | -2,0                         | -2,0                 |
| 0°   | -0,4                   | -0,4                 | -0,4                       | -0,4                 | -2,0                         | -2,0                 |

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

Fuente: NBE-AE/88. Acciones en la edificación

#### 2.1.3.3.1. Velocidad básica del viento.

Para determinar las cargas de diseño sobre una estructura ubicada en una localidad en particular se define un valor de referencia para la velocidad del viento que considere la máxima intensidad

que las solicitaciones de viento pueden alcanzar durante su vida útil. Este valor de referencia se denomina comúnmente velocidad básica del viento y se estima estadísticamente a partir de registros de velocidades de viento en el pasado, medidos en una determinada localidad y en condiciones particulares de altura, exposición y período de promedio de registros.

Las velocidades básicas del viento indicadas en los mapas de las distintas normas de diseño de estructuras, se obtienen a partir de registros de velocidades máximas del viento sin considerar su dirección.

La metodología estadística conducente a la determinación de esta velocidad de retorno lo abarca una rama de la Estadística conocida como Análisis de Valores Extremos y consiste en estudiar el comportamiento de la función de distribución de los valores máximos alcanzados en una serie dada de períodos de tiempo, todos de la misma duración (normalmente se toman períodos de un año de duración), para así determinar el comportamiento de la distribución de máximos mencionada para tiempos que exceden el intervalo considerado (50 años en nuestro caso en particular).

La velocidad básica de viento  $V$  que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener de la tabla 8 (véase capítulo 5.3 de APNB 1225003-1 Acciones sobre las estructuras - Acción del viento), donde se presenta un mapa con líneas de igual velocidad del viento, dependiendo de la recepción de los datos de SENAMHI, con excepción de lo dispuesto en 2.1.3.3.2.

Tabla 8. Velocidades básicas del viento en ciudades

| <b>Ciudad</b> | <b>V (m/seg)</b> |
|---------------|------------------|
| Cochabamba    | 44,3             |
| La Paz        | 29,5             |
| Oruro         | 29,4             |
| Potosí        | 30,2             |
| Santa cruz    | 42,6             |
| Sucre         | 32,4             |
| Tarija        | 24,0             |
| Trinidad      | 40,0             |
| Cobija        | 26,5             |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana (1225003-1). Acciones sobre las estructuras - Acción del viento

### **2.1.3.3.2. Estimación de las velocidades básicas de viento a partir de datos climáticos regionales.**

Los datos climáticos regionales se pueden usar en lugar de las velocidades básicas de viento dadas en las distintas normas solamente cuando la autoridad reguladora juzgue que se han cumplido las siguientes condiciones:

- (1) Se han utilizado procedimientos estadísticos aprobados para el análisis de valores extremos en el tratamiento de los datos.
- (2) Se han tenido en cuenta la longitud del registro, el error del muestreo, el tiempo promedio, la altura del anemómetro, la calidad de los datos, y la exposición del terreno.

## **2.2. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL.**

### **2.2.1. Estudio de suelos.**

El estudio de suelos permite conocer las características físicas y mecánicas del suelo, desde la secuencia litológica, las diferentes capas y su espesor, la profundidad del nivel de agua subterránea, hasta la capacidad de resistencia del suelo. Es necesario conocer la naturaleza y propiedades del terreno para definir el tipo y condiciones de cimentación. El estudio de suelos permite conocer:

- Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo.
- La composición estratigráfica, es decir las capas o estratos que componen el suelo.
- Ubicación de cuerpos de agua (napa freáticas).
- El nivel de fundación.
- Planificar el diseño y cálculo de las fundaciones de la edificación<sup>5</sup>.

### **2.2.2. Levantamiento topográfico.**

El levantamiento topográfico se verifica con el fin de señalar la configuración del terreno, para analizar si es necesario hacer movimientos grandes de suelo; de cualquier manera, es necesario puntualizar las características del terreno de emplazamiento.

## **2.3. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.**

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón, es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que

---

<sup>5</sup> Estudio de Suelos. En línea disponible en: <http://dossa.com.mx/noticias/imprescindible-que-empresas-constructoras-realicen-estudio-de-suelos/> (Fecha de consulta 06/09/17)

sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza. Las características de calidad exigidas al hormigón se detallan en las Especificaciones Técnicas, siendo necesario, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido.

La adherencia entre el hormigón y el acero cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

### **2.3.1. Hormigón.**

#### **2.3.1.1. Resistencia característica del hormigón.**

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella. La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), éste es un valor con un 95 % de probabilidad de ocurrencia.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Se emplea como probeta normalizada la cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, curada a una humedad relativa no menor del 95 % y a  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  y rota en estado húmedo a los 28 días de edad.

#### **2.3.1.2. Resistencia a compresión.**

Las características de resistencia a compresión del hormigón exigido en la norma son las siguientes:

*Resistencia a compresión:* La resistencia de proyecto,  $f_{ck}$  del hormigón, en ningún caso será inferior a 12,5 MPa.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, según la siguiente serie:

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación, y los restantes de la serie encuentran su principal aplicación en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

### 2.3.1.3. Diagrama tensión- deformación del hormigón.

Si se fija un diagrama tensión-deformación apropiado para el hormigón, conocida la deformación en una fibra de la sección queda determinado, unívocamente, el valor de la tensión en dicha fibra.

Se admiten los siguientes diagramas tensión- deformación para el hormigón. En todos ellos se prescinde la colaboración del hormigón en tracción, no muy confiable y de escasa importancia.

- (a) Diagrama parábola rectángulo de cálculo: formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón en compresión simple), y el final del tramo rectangular en la abscisa 3,5 por mil (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<sup>6</sup>.

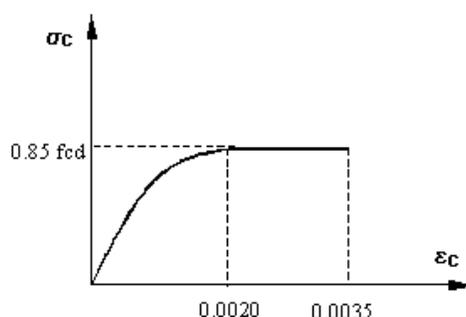


Figura 4. Diagrama parábola-rectángulo de cálculo del H°

Fuente: *Hormigón Armado* Tomo I .14va Edición-Jiménez Montoya (Año 2000)

- (b) Diagrama rectangular de cálculo: formado por un rectángulo cuya altura es igual a  $0,80x$ , siendo  $x$  la profundidad del eje neutro y una anchura de  $0,85 \cdot f_{cd}$ .

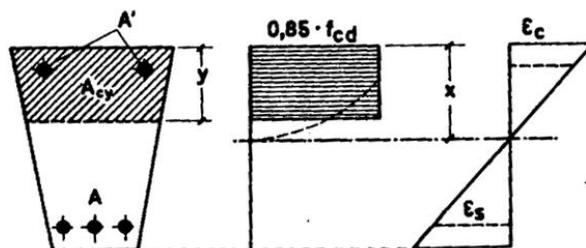


Figura 5. Diagrama rectangular de cálculo del hormigón

Fuente: *Hormigón Armado* Tomo I .14va Edición-Jiménez Montoya (Año 2000)

<sup>6</sup> Jiménez Montoya P. (2000). *Hormigón Armado* (Tomo I).14va Edición. pp. 262. Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

### 2.3.1.4. Estados límite.

El proceso general de cálculo prescrito en la norma a utilizar corresponde al método de los estados límite. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la 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.

En consecuencia, el proceso de cálculo consiste en:

1º 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.

2º 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.

3º El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

$S_d$  = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

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

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma CBH-87, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración (de resistencia del hormigón y de resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

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

-Coeficiente de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1,15$

-Coeficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_s = 1,50$

-Coeficiente de ponderación de las acciones:

• de efecto desfavorable.....  $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$

• de efecto favorable permanente.....  $\gamma_{fg} = 0,90$

- de efecto favorable variable..... $\gamma_{fq} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las tablas 9 y 10. Los valores de los coeficientes de seguridad adoptados y los niveles supuestos de control de la ejecución deben figurar explícitamente en los planos.

Tabla 9. Estados límites últimos - Coeficientes de minoración de la resistencia

| Material  | Coefficiente básico | Nivel de control | Corrección |
|---|---------------------|------------------|------------|
| Acero   | $\gamma_s = 1,15$   | Reducido         | + 0,05     |
|   |                     | Normal           | 0          |
|   |                     | Intenso          | - 0,05     |
| Hormigón  | $\gamma_c = 1,50$   | Reducido (1)     | + 0,20     |
|   |                     | Normal           | 0          |
|   |                     | Intenso (2)      | - 0,10     |
| En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %. |                     |                  |            |
| (1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.  |                     |                  |            |
| (2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.      |                     |                  |            |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Tabla 10. Estados límites últimos - Coeficientes de ponderación de las acciones

| Coefficiente básico | Nivel de control y daños previsibles   |                                     | Corrección |
|---------------------|--|-------------------------------------|------------|
| $\gamma_f = 1,60$   | Nivel de control en la ejecución       | Reducido                            | +0,20      |
|                     |  | Normal                              | 0          |
|                     |  | Intenso                             | -0,10      |
|                     | Daños previsibles en caso de accidente | Mínimos y exclusivamente materiales | -0,10      |
|                     |  | Medios                              | 0          |
|                     |  | Muy importantes                     | +0,20      |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

### 2.3.1.5. Hipótesis de carga más desfavorable.

Para determinar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma partiendo de las acciones de cálculo deducidas según el punto 7.4.1 de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

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 de los estados límites últimos.

En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0,9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0,9 * \gamma_{fg} * W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0,8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

G = Valor característico de las cargas permanentes más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q<sub>eq</sub> = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga de viento

W<sub>eq</sub> = Valor característico de la carga de viento durante la acción sísmica, en general se tomará

W<sub>eq</sub> = 0

F<sub>eq</sub> = Valor característico de la acción sísmica.

#### **2.3.1.6. 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 4.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

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  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  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  $\epsilon_y$  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.

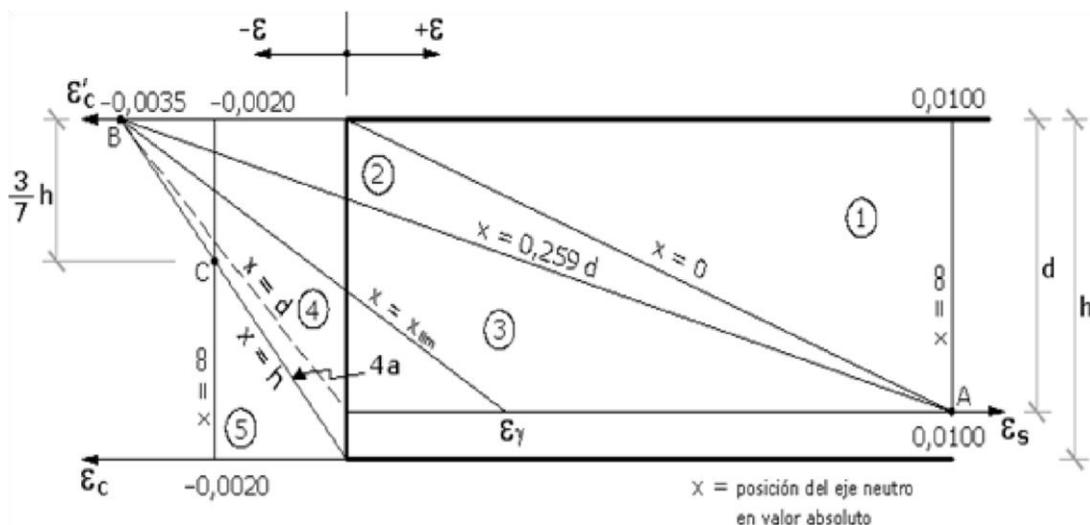


Figura 6. Dominios de deformación

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

### 2.3.2. Armadura de acero.

#### 2.3.2.1. Resistencia característica de acero.

La resistencia característica de acero  $f_{yk}$  se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción. Los aspectos más importantes de la norma en cuanto a este material se los detalla a continuación:

##### a) ACERO

Las armaduras serán de acero y estarán constituidas por: barras corrugadas y mallas electro soldadas.

- Las barras corrugadas deberán cumplir las características mecánicas mínimas, garantizadas, que estarán de acuerdo con las prescripciones de la tabla 11.

Tabla 11. Barras corrugadas - Características mecánicas mínimas garantizadas

| Designación (1) | Clase de acero | Límite elástico $f_y$ , en MPa no menor que | Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que (2) | Alargamiento de rotura, en % sobre base de cinco (5) diámetros, no menor que | Relación $f_s/f_y$ , en ensayo no menor que (3) |
|-----------------|----------------|---|--|--|---|
| AH 400 N        | D.N.           | 400   | 520  | 16   | 1,29  |
| AH 400 F        | E.F.           | 400   | 440  | 12   | 1,10  |
| AH 500 N        | D.N.           | 500   | 600  | 14   | 1,20  |
| AH 500 F        | E.F.           | 500   | 550  | 10   | 1,10  |
| AH 600 N        | D.N.           | 600   | 700  | 12   | 1,16  |
| AH 600 F        | E.F.           | 600   | 660  | 8  | 1,10  |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

De la tabla 11 se obtiene que el valor mínimo de límite elástico  $f_y$  del acero es de 400 MPa y el valor máximo es de 600 MPa.

#### b) RESISTENCIA MÍNIMA DEL HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE LA DEL ACERO

A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón  $f_{ck}$ , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Tabla 12. Resistencia del hormigón en función del tipo de acero

| Tipo de acero | Solicitación | Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, $f_{ck}$ , en MPa | Tipo de hormigón |
|---------------|--------------|--|------------------|
| AH 215 L      | Estática     | 12,5   | H 12,5           |
| AH 400        | Estática     | 15   | H 15             |
|               | Dinámica     | 20   | H 20             |
| AH 500        | Estática     | 17,5   | H 17,5           |
|               | Dinámica     | 20   | H 20             |
| AH 600        | Estática     | 20   | H 20             |
|               | Dinámica     | 20   | H 20             |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

#### 2.3.2.2. 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  $\text{cm}^2$ .

Tabla 13. Diámetros comerciales del acero

| Diámetro (mm)          | 4     | 6     | 8     | 10    | 12    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40     | 50     |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Área ( $\text{cm}^2$ ) | 0,126 | 0,283 | 0,503 | 0,785 | 1,131 | 2,011 | 3,142 | 4,909 | 8,042 | 12,566 | 19,635 |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

### 2.3.2.3. 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 empleado.

Los diagramas tensión- deformación de cálculo de los aceros se obtienen a partir de los correspondientes diagramas característicos, mediante una afinidad efectuada paralelamente a la recta de Hooke, de razón  $1/\gamma_s$ , siendo  $\gamma_s$  el coeficiente de seguridad del acero.

Como diagramas característicos del acero de dureza natural empleado en hormigón armado, se adoptan el que se indica a continuación. Se admite como módulo de deformación longitudinal el valor  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ .

(a) Para los aceros de dureza natural se admite un diagrama birrectilíneo, formado por una recta de Hooke, y un segmento horizontal cuya ordenada corresponde al límite elástico característico  $f_{yk}$ .

El alargamiento del acero de limita al valor 10 por 1.000 para tener en cuenta que, en vigas con pequeñas cuantías, el estado ultimo de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva de sus armaduras.

Para las armaduras comprimidas se admite un diagrama análogo al correspondiente a tracción, limitando el acortamiento al valor 3,5 por 1.000.

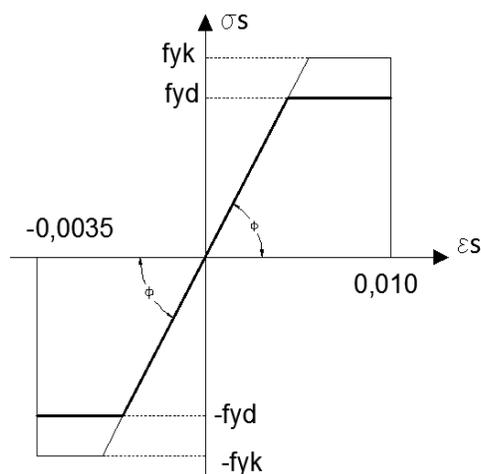


Figura 7. Diagrama tensión-deformación del acero de dureza natural.  
Fuente: Hormigón Armado Tomo I .14va Edición Jiménez Montoya (Año 2000)

<sup>7</sup> Jiménez Montoya P. (2000). *Hormigón Armado* (Tomo I).14va Edición. pp. 263. Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

### 2.3.2.4. Anclaje de armaduras.

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas

Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta, o cualquier otro procedimiento garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$lb = \frac{\emptyset * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos de buena adherencia:

$$\tau_{bu} = 0,90 * \sqrt{f_{cd}} \quad \left(\frac{kgf}{cm^2}\right) \quad \tau_{bu} = 0,28 * \sqrt{f_{cd}} \quad (Mpa)$$

Para aceros corrugado de buena adherencia:

$$\tau_{bu} = 0,90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \left(\frac{kgf}{cm^2}\right) \quad \tau_{bu} = 0,40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad (Mpa)$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculer el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

$\emptyset$  = Diámetro de la armadura.

$f_{yd}$  = Es la resistencia de cálculo de la armadura.  $f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$lb_1$  = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón.

$\tau_{bu}$  = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero.

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

Para aceros corrugados:

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10\emptyset) \geq \begin{cases} lb/3 \\ 10\emptyset \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho ( $135^\circ$  a  $180^\circ$ ), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla ( $90^\circ$  a  $135^\circ$ ), solo se admiten para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- $5\emptyset$  o 50 mm, a continuación de un arco de círculo de  $135^\circ$  o más.
- $10\emptyset$  o 70 mm, a continuación de un arco de círculo de  $90^\circ$ .

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones para ganchos y patillas normales:

En barras lisa, el gancho normal y la patilla normal están formados por una semicircunferencia o cuarto de circunferencia, respectivamente, de diámetro interior igual a  $5\emptyset$  y una prolongación recta de la longitud  $2\emptyset$ .

En barras corrugadas, la patilla normal se forma con diámetros interiores iguales a  $7\emptyset$  y prolongaciones rectas de  $2\emptyset$ .

Los ganchos y patillas son completamente eficaces solamente si se encuentran recubiertos de un espesor suficiente de hormigón, por lo que es norma de buena práctica el inclinarlos hacia el interior de la pieza<sup>8</sup>.

---

<sup>8</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* (Tomo I).13va Edición. pp. 176. Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

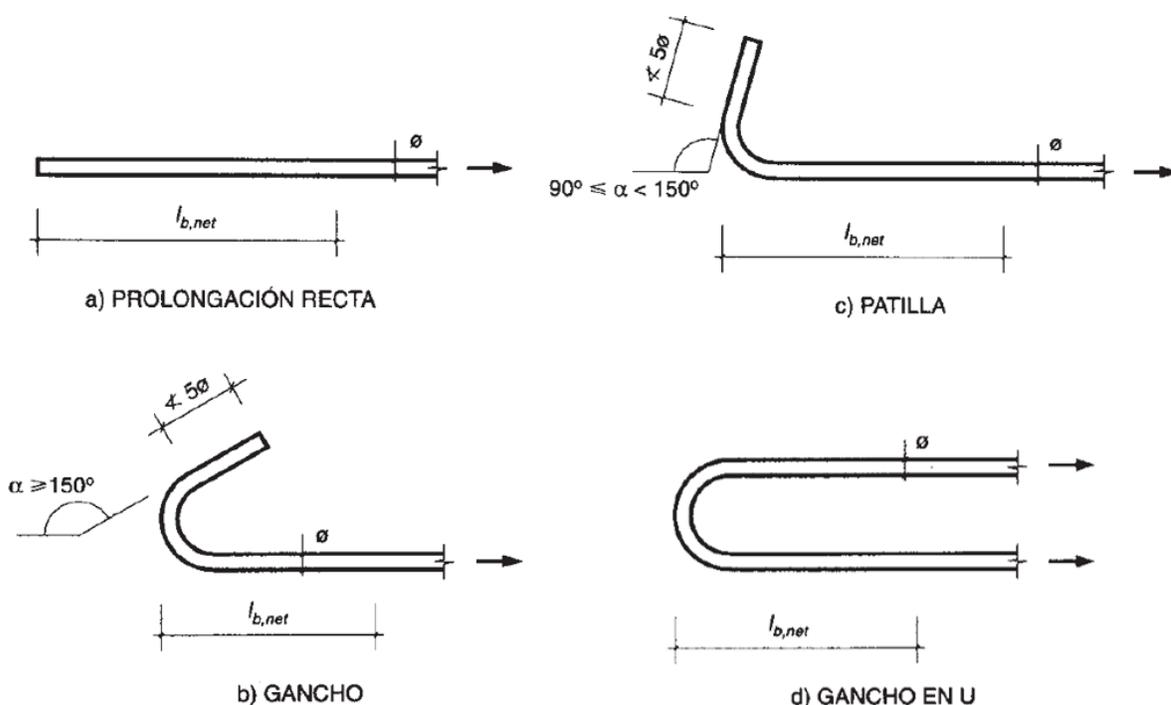


Figura 8. Diversos tipos de anclajes de barras

Fuente: *Hormigón Armado* Tomo I. 13va Edición Jiménez Montoya.

### 2.3.2.5. Empalme de armaduras.

Las barras de acero que se comercializan están entre 10 y 12 m de largo, cuando se tiene una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se dispone en obra de un pedazo de armadura que se puede reutilizar junto con las otras armaduras respetando las longitudes de empalme. Los empalmes podrán realizarse por traslapeo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,10 mm.

#### 2.3.2.5.1. Empalme por traslapeo.

Es el tipo de empalme más común. No es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25 mm y explícitamente está prohibido utilizarlo en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra a la otra por medio de la adherencia en una longitud igual a la de anclaje, corregida por un coeficiente  $\Psi$  que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

La ecuación para determinar el empalme por traslapeo o solape es:  $lv = \psi * lb$

Con ganchos, para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_b - 10\emptyset) \geq \begin{bmatrix} 20 \text{ cm} \\ 10\emptyset \\ 0,5 l_{b1} \end{bmatrix}$$

Donde:

$\Psi$  = Coeficiente que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes.
- De las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- La distancia “b” de la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.

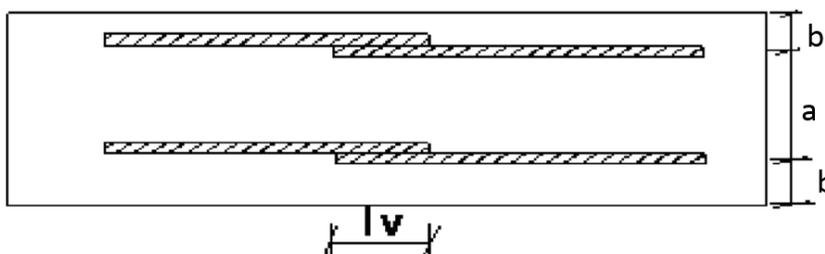


Figura 9. Empalme de barras

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Valores del coeficiente  $\psi$

| Distancia            |                     | Porcentaje máximo de barras empalme |     |     |     |      |
|----------------------|---------------------|-------------------------------------|-----|-----|-----|------|
| a                    | b                   | 20%                                 | 25% | 33% | 50% | >50% |
| $a \leq 10\emptyset$ | $b \leq 5\emptyset$ | 1,2                                 | 1,4 | 1,6 | 1,8 | 2    |
| $a \geq 10\emptyset$ | $b > 5\emptyset$    | 1                                   | 1   | 1,2 | 1,3 | 1,4  |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

La norma también limita el porcentaje de empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función del tipo de sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos a explicar el tipo de empalme por traslape porque es el más utilizado en este proyecto.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente grande. El valor mínimo que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado para ese espesor es dos veces el diámetro de las barras.

### 2.3.2.6. Distancia a los paramentos.

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que se recomiendan a continuación:

- (a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos (6/5) del tamaño máximo del árido. En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia, se partirá del diámetro equivalente  $\phi_n$  (véase capítulo 12.5.2 de CBH-87).
- (b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será inferior a los valores que en función de las condiciones ambientales, se indican en la siguiente tabla:

Tabla 15. Recubrimientos mínimos, en mm

| Valores Básicos         |                       |         | Correcciones para                  |                 |          |     |
|-------------------------|-----------------------|---------|------------------------------------|-----------------|----------|-----|
| Condiciones Ambientales |                       |         | Armaduras Sensibles a la corrosión | Losas o Láminas | Hormigón |     |
| No severas              | Moderadamente severas | Severas |                                    |                 | H12,5    | H40 |
|                         |                       |         |                                    |                 | H15      | H45 |
|                         |                       |         |                                    |                 | H17,5    | H50 |
|                         |                       |         |                                    |                 | H20      | H55 |
| 15                      | 25                    | 35      | 10                                 | -5              | 5        | -5  |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Tabla 16. Recubrimientos mínimos

| Recubrimientos mínimos                               |        |
|--|--------|
| Para losas y paredes en el interior de los edificios | 1,5 cm |
| Para losas y paredes al aire libre                   | 1,5 cm |
| Para vigas y pilares en el interior de edificios     | 1,5 cm |
| Para vigas y pilares al aire libre                   | 2,0 cm |
| Para piezas en contacto con el suelo                 | 3,0 cm |
| Para hormigón en un medio fuertemente agresivo       | 4,0 cm |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

- (c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control, y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 MPa, podrá omitirse la limitación del párrafo (a), relativa al tamaño máximo del árido y reducirse en 5 mm los valores del párrafo (b).

- (d) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado no será mayor de 4 cm, pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados si se construye previamente una capa de regularización; en los hormigonados con técnicas especiales y en aquellos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presente un riesgo despreciable frente a incendios.
- (e) La distancia libre de los parámetros a las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.
- (f) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas deberán protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada para evitar la corrosión de las armaduras.

### **2.3.2.7. Disposiciones de las armaduras.**

#### **2.3.2.7.1. Distancia entre barras.**

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden vacíos. Las normas de los distintos países preconizan valores coincidentes con los que se indican continuación.

(a) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe de ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1,2 veces el tamaño máximo del árido.

La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas debe ser igual o mayor que el mayor de los dos valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa

En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse dos barras de la armadura principal en contacto, una sobre otra, siempre que sean de adherencia mejorada.

En columnas y otros elementos verticales pueden colocarse dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de adherencia mejorada. Tanto en este caso como en el

anterior, se recomienda que los grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas<sup>9</sup>.

### 2.3.2.8. Cuantías geométricas mínimas.

En la tabla 17 se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 17. Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total del hormigón, en tanto por mil

| Elemento     | Posición   | AH 215 L | AH 400 | AH 500 | AH 600 |
|--------------|------------|----------|--------|--------|--------|
| Pilares (*)  |            | 8        | 6      | 5      | 4      |
| Losa (**)    |            | 2        | 1,8    | 1,5    | 1,4    |
| Vigas (***)  |            | 5        | 3,3    | 2,8    | 2,3    |
| Muros (****) | Horizontal | 2,5      | 2      | 1,6    | 1,4    |
|              | Vertical   | 1,5      | 1,2    | 0,9    | 0,8    |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

En cuanto a las cuantías geométricas mínimas exigidas para el diseño de zapatas, los valores de las mismas se detallan en 2.3.3.4.6.

### 2.3.3. Diseño de Elementos Estructurales de Hormigón Armado.

#### 2.3.3.1. Vigas de H ° A °.

Las vigas son elementos estructurales lineales sometidos esencialmente a esfuerzos de flexión, con fibras comprimidas y traccionadas. Las vigas se calculan de acuerdo a las hipótesis básicas en secciones sometidas a esfuerzos normales (véase 8.1 de CBH-87) a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones.

Antes de detallar como se proceden con los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones especificadas en cuanto al valor mínimo de la resistencia del hormigón (véase 2.3.1.2) y a la resistencia mínima del hormigón en función de la calidad del acero (véase 2.3.2.1)

Se recomienda además que las áreas de las secciones de cada una de las armaduras, tanto de tracción como de compresión, no sobrepasen el 4 % de la sección total del hormigón.

<sup>9</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado*. 13va Edición. pp. (172). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

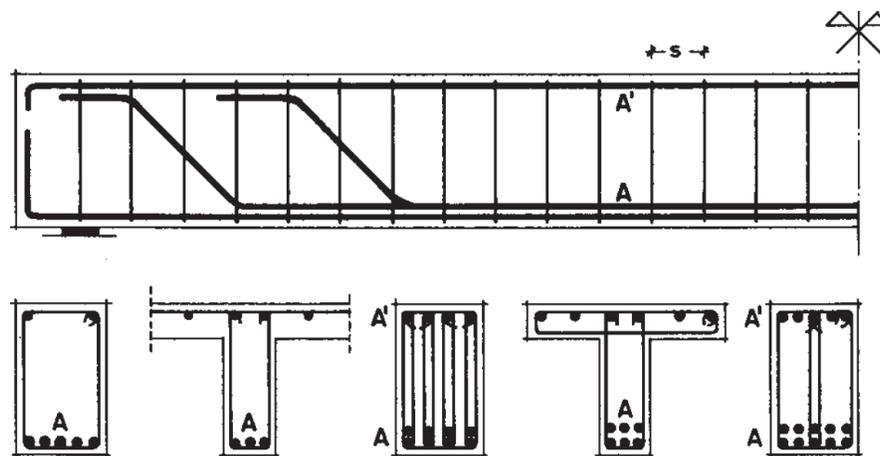


Figura 10. Disposición de armadura longitudinal y transversal en vigas  
Fuente: Hormigón Armado (Tomo I) 13va Edición. pp.171 - P. Jiménez Montoya

### 2.3.3.1.1. Armadura longitudinal de vigas rectangulares.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- (1) Inicialmente se realiza un pre-dimensionamiento, es decir un procedimiento previo al cálculo del dimensionado antes de poder calcular con precisión los esfuerzos actuantes, y así poder establecer dimensiones orientativas de la sección transversal de las vigas, que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones. En el pre-dimensionamiento se usa diferentes valores en función de la longitud del elemento y de algunos criterios se han llegado a tomar rangos usuales para dimensionar vigas de marcos de hormigón que presentan resultados aceptables<sup>10</sup>. Estos rangos son:

$$\frac{l}{10} \geq h \geq \frac{l}{14} \quad ; \quad \frac{h}{2} \leq b \leq \frac{2h}{3}$$

Donde:

l= Longitud no apoyada de la viga.

h= Altura de la viga.

b= Base de la viga.

- (2) Se calcula la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”  $\rightarrow d = H - d_1$ )
- (3) Se determina el momento de cálculo o momento mayorado (Md):

$$Md = M_{\text{máx}} * \gamma_f$$

Donde:

$\gamma_f$  = Coeficiente de seguridad de ponderación de las acciones o solicitaciones (véase Tabla 9).

<sup>10</sup> Dimensionamiento de vigas de hormigón. En línea disponible en:

<http://www.google.com/amp/s/comunidadingenieria.com/2016/10/09/primera-entrada-dimen-vigas/amp/> (Fecha de consulta 19/02/19)

(4) Se determina el momento reducido ( $\mu_d$ ):

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

Donde:

$b_w$  = Ancho de la viga

$d$  = Canto útil

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_s$ ).

(5) Se verifica si la sección requiere armadura a compresión.

Se compara el valor obtenido en (4) con el momento reducido límite  $\mu_{\text{lím}}$  (véase tabla 18).

$\mu_d > \mu_{\text{lím}} \rightarrow$  Se necesita armadura de compresión y tracción.

$\mu_d \leq \mu_{\text{lím}} \rightarrow$  No se necesita armadura de compresión.

Tabla 18. Valores límite (Calculados con  $\gamma_s=1,15$ )

|                                |       |       |       |       |       |       |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )    | 2200  | 2400  | 4000  | 4200  | 4600  | 5000  |
| $f_{yd}$ (kp/cm <sup>2</sup> ) | 1910  | 2090  | 3480  | 3650  | 4000  | 4350  |
| $\xi_{\text{lím}}$             | 0,793 | 0,779 | 0,679 | 0,668 | 0,648 | 0,628 |
| $\mu_{\text{lím}}$             | 0,366 | 0,362 | 0,335 | 0,332 | 0,326 | 0,319 |
| $\omega_{\text{lím}}$          | 0,546 | 0,536 | 0,467 | 0,460 | 0,446 | 0,432 |

Fuente: *Hormigón Armado* (Tomo I). Pp 284. 13va Edición-Jiménez Montoya.

- Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite ( $\mu_d \leq \mu_{\text{lím}}$ ), la pieza no necesita armadura de compresión, por tanto, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción la cual corresponde al mayor valor de las siguientes expresiones:

$$A_s = \omega_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0,04 * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

$A_s$  = Área de la armadura a tracción.

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero. ( $f_{yd} = f_{dk}/\gamma_s$ )

$\omega_s$  = Cuantía mecánica, en función al valor de  $\mu_d$  (Véase tabla 19).

$A_{s_{\text{mín}}}$  = Área mínima de la armadura a tracción. (Véase apartado 8.1.7.1 de CBH-87)

$\omega_{s_{\text{mín}}}$  = Cuantía geométrica mínima (véase tabla 20).

Se debe aclarar que para el cálculo práctico de secciones rectangulares se ha establecido la tabla universal de cálculo (véase tabla 19) que facilita notablemente, la resolución de los problemas más comunes en el dimensionamiento de elementos y es la tabla que se utilizará en la comprobación de elementos (véase 3.5).

La tabla universal fue elaborada con base en las ecuaciones adimensionales que se derivan de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir varios dominios que han sido esquematizados en la figura 6 (véase 2.3.1.6). Las características de cada dominio se explican en 2.3.1.6 con el objetivo de detallar la base teórica del uso de la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta.

Con relación a la tabla 19, se incluirán las expresiones que correlacionan los parámetros  $\xi$ ,  $\psi$ ,  $\lambda$ ,  $\mu$  y  $\omega$  en los dominios 2,3 y 4, que permiten el cálculo de los valores tabulados.

### **(1) DOMINIO 2: (0 < x < 0,259 d)**

\*Cuando:  $0 < \xi < 0,1667 \rightarrow \sigma_2=0$ ; es decir no se requiere armadura de compresión ( $\omega_2=0$ )

$$0 = 0 - \omega_1 + (\Psi * \xi) \quad \dots(1)$$

$$\mu = \frac{Mu}{b*d*fcd*d} = 0 + (\Psi * \xi) * (1 - \lambda * \xi) \quad \dots(2)$$

Los valores de  $\Psi$  y  $\lambda$  que cuantifican el área y la posición del centro de gravedad del diagrama de compresi nes del hormigón se calculan con las siguientes ecuaciones para secciones que est n en el Dominio 2:

$$\psi = 0,85 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} * \left(6 - \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi}\right) \quad \dots(3) \quad ; \quad \lambda = \frac{8 - \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi}}{4 * \left(6 - \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi}\right)} \quad \dots(4)$$

\*Cuando:  $0,1667 < \xi < 0,259 \rightarrow \sigma_2=f_{yd}$ :

$$0 = \omega_2 - \omega_1 + (\Psi * \xi) \quad \dots(5)$$

$$\mu = \frac{Nu*e_1}{b*d^2*fcd} = -\omega_2(1 - d_2) + (\Psi * \xi) * (1 - \lambda * \xi) \quad \dots(6)$$

Los valores de  $\Psi$  y  $\lambda$  que cuantifican el área y la posición del centro de gravedad del diagrama de compresi nes del hormigón se calculan con las siguientes ecuaciones para secciones que est n en el Dominio 2:

$$\psi = \frac{3 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} - 2}{3 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi}} \quad \dots(7) \quad ; \quad \lambda = \frac{\left[\frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} * \left(3 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} - 4\right)\right] + 2}{2 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} * \left(3 * \frac{10 * (\xi)}{1 - \xi} - 2\right)} \quad \dots(8)$$

Las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones en función a la profundidad del eje neutro son:

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\xi - d_2} = \frac{\varepsilon_{s1}}{1 - \xi} = \frac{\xi c}{\xi} \quad \dots(9)$$

### **(2)DOMINIO 3: (0,259 d < x < x l m)**

$$0 = \omega_2 - \omega_1 + (0,6881 * \xi) \quad \dots(10)$$

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * fcd} = \omega_2 (1 - d_2) + (0,6881 * \xi) * (1 - 0,416 * \xi) \quad \dots(11)$$

Si ( $\mu_d > \mu_{l m} = 0,319$ ) es necesario disponer de armadura a compresión  $A_{s2}$ , por tanto el valor de cuantía de acero  $\omega_2$  se lo obtiene con las siguientes expresiones:

$$\omega_2 = \frac{\mu_d - 0,319}{(1 - d_2)} \quad \dots(12)$$

$$\omega_1 = \omega_2 + 0,4321 \quad \dots(13)$$

**(3) DOMINIO 4: ( $x_{\text{lím}} < x < d$ )  $\rightarrow$  ( $\xi_{\text{lím}} < \xi < 1$ )**

$$0 = \omega_2 - \omega_1 * \frac{\sigma_1}{f_{yd}} + (0,6881 * \xi) \quad \dots(14)$$

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{cd}} = \omega_2 (1 - d_2) + (0,6881 * \xi) * (1 - 0,416 * \xi) \quad \dots(15)$$

Si ( $\mu_d > \mu_{\text{lím}} = 0,319$ ) es necesario disponer de armadura a compresión  $A_{s2}$ , por tanto el valor de cuantía de acero  $\omega_2$  se lo obtiene con las siguientes expresiones:

$$\omega_2 = \frac{\mu_d - 0,319}{(1 - d_2)} \quad \dots(16)$$

$$\omega_1 = \omega_2 + 0,4321 \quad \dots(17)$$

*Debe observarse que en los dominios 2,3, y 4 (Flexión simple ó compuesta), el momento reducido  $\mu$  y las cuantías mecánicas  $\omega_1$  y  $\omega_2$  están referidas al canto útil  $d$ , y tienen los siguientes significados:*

$$\omega_1 = \frac{U_s}{U_c} = \frac{A_{s1} * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \quad ; \quad \omega_2 = \frac{U_s}{U_c} = \frac{A_{s2} * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \quad ; \quad \mu = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad ; \quad d_2 = \frac{d_2}{d} \quad ; \quad Mu = Nu * e_1$$

Donde:

$\xi$ =Profundidad relativa del eje neutro (coeficiente sin dimensiones).

$x$ =distancia al eje neutro a la fibra más comprimida o menos traccionada.

$\mu$ = Momento reducido o relativo.

$\omega$ = Cuantía mecánica.

$d_2$ =Distancia de la fibra más comprimida de hormigón al c.g. de la armadura de compresión.

$d_2$ =Coeficiente de variación.

$d$ =canto útil de la sección.

$b$ =Ancho de la sección.

$A_c$ = Área de la sección de hormigón.

$M_u$ =Momento flector último

$f_{yd}$ = Resistencia de cálculo del acero

$f_{cd}$ = Resistencia de cálculo del acero

$N_u$ =Esfuerzo Normal de agotamiento

$e_1$ =Excentricidad de  $N_u$  referida a la armadura  $A_{s1}$

$A_{s1}$ =Área de la sección de la armadura más traccionada o menos comprimida.

$A_{s2}$ =Área de la sección de la armadura más comprimida o menos traccionada.

$\Psi * x * f_{cd}$ =Área del segmento de compresiones

$\lambda * x$ =Distancia del centro de gravedad del segmento de compresiones a la fibra más comprimida

$\Psi, \lambda$ =Coeficientes adimensionales.

Tabla 19. Tabla Universal para flexión simple o compuesta

| $\xi$  | $\mu$  | w      | $w/f_{yd} \times 10^2$ |           |
|--------|--------|--------|------------------------|-----------|
| 0,089  | 0,03   | 0,031  |                        | DOMINIO 2 |
| 0,1042 | 0,04   | 0,0415 |                        |           |
| 0,1181 | 0,05   | 0,0522 |                        |           |
| 0,1312 | 0,06   | 0,063  |                        |           |
| 0,1438 | 0,07   | 0,0739 |                        |           |
| 0,1561 | 0,08   | 0,0849 |                        |           |
| 0,1667 | 0,0886 | 0,0945 |                        |           |
| 0,1685 | 0,09   | 0,0961 |                        |           |
| 0,181  | 0,1    | 0,1074 |                        |           |
| 0,1937 | 0,11   | 0,1189 |                        |           |
| 0,2066 | 0,12   | 0,1306 |                        |           |
| 0,2197 | 0,13   | 0,1425 |                        |           |
| 0,233  | 0,14   | 0,1546 |                        |           |
| 0,2466 | 0,15   | 0,1669 |                        |           |
| 0,2593 | 0,1592 | 0,1785 |                        |           |
| 0,2608 | 0,16   | 0,1795 |                        | DOMINIO 3 |
| 0,2796 | 0,17   | 0,1924 |                        |           |
| 0,2987 | 0,18   | 0,2055 |                        |           |
| 0,3183 | 0,19   | 0,219  |                        |           |
| 0,3382 | 0,2    | 0,2327 |                        |           |
| 0,3587 | 0,21   | 0,2468 |                        |           |
| 0,3797 | 0,22   | 0,2613 |                        |           |
| 0,4012 | 0,23   | 0,2761 |                        |           |
| 0,4233 | 0,24   | 0,2913 |                        |           |
| 0,4461 | 0,25   | 0,307  |                        |           |
| 0,45   | 0,2517 | 0,3097 |                        |           |
| 0,4696 | 0,26   | 0,3231 |                        |           |
| 0,4938 | 0,27   | 0,3398 |                        |           |
| 0,5189 | 0,28   | 0,3571 |                        |           |
| 0,545  | 0,29   | 0,375  |                        |           |
| 0,5722 | 0,3    | 0,3937 |                        |           |
| 0,6005 | 0,31   | 0,4132 |                        |           |
| 0,6168 | 0,3155 | 0,4244 | 0,0929                 | DOMINIO 4 |
| 0,6303 | 0,32   | 0,4337 | 0,1006                 |           |
| 0,6617 | 0,33   | 0,4553 | 0,1212                 |           |
| 0,668  | 0,3319 | 0,4596 | 0,1258                 |           |
| 0,6951 | 0,34   | 0,4783 | 0,1483                 |           |
| 0,7308 | 0,35   | 0,5029 | 0,1857                 |           |
| 0,7695 | 0,36   | 0,5295 | 0,2404                 |           |
| 0,7892 | 0,3648 | 0,543  | 0,2765                 |           |
| 0,8119 | 0,37   | 0,5587 | 0,3282                 |           |
| 0,8596 | 0,38   | 0,5915 | 0,4929                 |           |
| 0,9152 | 0,39   | 0,6297 | 0,9242                 |           |
| 0,9844 | 0,4    | 0,6774 | 5,8238                 |           |

Fuente: Hormigón Armado.14va Edición. pp. 278- P. Jiménez Montoya.

Tabla 20. Cuantías geométricas mínimas (Referidas a la sección total del hormigón)

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

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

- Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite ( $\mu_d > \mu_{lim}$ ), se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de compresión ( $A_{s2}$ ).

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

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \frac{d_2}{d}} \quad ; \quad \omega_{s1} = \omega_{s\ lim} + \omega_{s2} \quad ; \quad d_2 = d_1$$

Donde:

$\omega_{s1}$ = Cuantía mecánica para la armadura de tracción.

$\omega_{s2}$ = Cuantía mecánica para la armadura de compresión.

$\omega_{s\ lim}$ = Valor límite de cuantía (véase tabla 19).

$d_1$ = Recubrimiento mecánico.

$d_2$ =Distancia de la fibra más comprimida del hormigón, al centro de gravedad de la armadura de compresión.

### 2.3.3.1.2. Armadura transversal de vigas rectangulares.

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes, se establece un método general de cálculo, llamado “regla de cosido”. La regla de cosido a la que se hace referencia, no es más que una generalización del método de las bielas y tirantes de Ritter-Mörsch, que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, dado que existe un número suficientemente grande de tales resultados experimentales como para permitir, de forma segura, deducir métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, tales métodos se proponen en la Norma CBH-87, como métodos particulares de cálculo.

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, las armaduras transversales están constituidas por estribos y barras longitudinales levantadas. Los estribos son armaduras independientes de las longitudinales y las barras levantadas son armaduras

longitudinales que dejan de ser necesarias para resistir los momentos flectores, se doblan y suben hasta la cabeza comprimida donde se la ancla.

### **RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE DE ELEMENTOS LINEALES**

Las prescripciones dadas en el capítulo 8.2 (Resistencia a esfuerzo cortante) de la norma CBH87 se aplican exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axiales de tracción o compresión.

Se consideran como elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total, cuyo ancho es igual o inferior a cinco veces dicho canto pudiendo ser su directriz recta o curva.

**ESFUERZO CORTANTE REAL:** Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante real de cálculo  $V_{rd}$  dado por la siguiente expresión:  $V_{rd} = V_d + V_{cd}$

Donde:

$V_d$  = Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores

$V_{cd}$  = En piezas de sección variable el valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales tanto de tracción como de compresión sobre las fibras longitudinales de hormigón.

**COMPROBACIONES QUE HAY QUE REALIZAR:** El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

(a) **Obtención de  $V_{u1}$ :** El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma, se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * (1 + \cotg \alpha) * d \leq 0,45 * f_{cd} * b * d$$

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

Esta comprobación no se exige en el eje del apoyo, sino en su borde.

(b) **Obtención de  $V_{u2}$ :** El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma, vale:

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

Donde:

$V_{su}$  = Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante en el estado límite último siendo:

$$V_{su} = \frac{A_s}{S} * 0,90 * f_{yd} * d$$

$V_{cu}$  = Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, en estado último. En general se tomará:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{kg}{cm^2})$$

Donde:

$d$  = Canto útil de la sección.

$b_w$  = Ancho del alma de la viga.

$f_{cv}$  = Resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en  $kg/cm^2$

La comprobación correspondiente a  $V_{u2}$  se efectuará para una sección situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz y la armadura necesaria que resulte se llevará hasta el apoyo.

### DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS TRANSVERSALES

La separación  $s_t$  entre cercos o estribos deberá cumplir las condiciones:

$$s_t \left\{ \begin{array}{l} \leq 30 \text{ cm} \\ \leq 0,85 * d \\ \leq 3 * b \end{array} \right.$$

Además de las siguientes prescripciones:

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales
- La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal
- 300 mm

En todos los casos se prolongará la colocación de cercos y estribos en una longitud igual al medio canto de la pieza más allá de la sección en que teóricamente dejen ser necesarios. Todas las armaduras transversales deberán quedar perfectamente ancladas.

La cuantía mínima de dichas armaduras debe ser tal que se cumpla la relación.

$$A_{s_{min}} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

## PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

(1) Se calculan las resistencias de cálculo de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

(2) Se determina el esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$ , el esfuerzo cortante resistente del hormigón  $V_{cu}$  y el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma  $V_{u1}$ :

$$V_d = \gamma_f * V \quad ; \quad V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{kg}{cm^2})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

(3) Se realizan las siguientes comparaciones:

CASO 1 →  $V_d < V_{cu}$  → El refuerzo transversal corresponde el área mínima ( $A_{\min}$ ), debido a que el H° resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante.

CASO 2 →  $V_{cu} < V_d < V_{u1}$  → Se calcula  $A_s$  y  $A_{s\min}$  y se escoge el valor mayor.

CASO 3 →  $V_{u2} > V_{u1}$  → Ninguno de los casos anteriores, por tanto se debe aumentar la sección transversal de la viga.

(4) Se calcula el área transversal requerida:

$$\text{CASO 1: } A_{s\min} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

CASO 2: Se escoge el valor mayor de las siguientes expresiones:

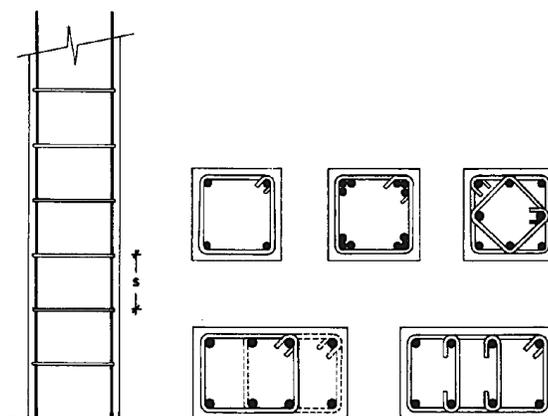
$$V_{su} = V_{u2} - V_{cu}$$

$$A_{s\min} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna se debe dividir el área encontrada entre el número de piernas, por ejemplo para 2 piernas:  $A_s = A_{\emptyset} / 2$ .

### 2.3.3.2. Columnas de H° A°.

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el normal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular. La armadura está constituida por barras longitudinales que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y armadura transversal (estribos) que tiene la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitar el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.



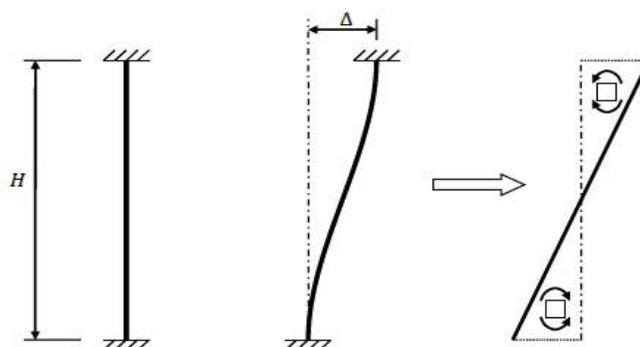
*Figura 11.* Disposición de armaduras longitudinal y transversal en columnas  
Fuente: Hormigón Armado (Tomo I) 13va Edición. Pp.171- P. Jiménez Montoya.

### 2.3.3.2.1. Compresión Simple.

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal “N” que actúa en el baricentro plástico de la sección. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

### 2.3.3.2.2. Traslacionalidad e intraslacionalidad de las estructuras.

A los efectos del estudio de pandeo de soportes, caracterizar correctamente la estructura como traslacional o intraslacional tiene una enorme importancia. Se entiende por entramado intraslacional aquel en el que el desplazamiento relativo  $\Delta$  entre plantas consecutivas pueda ser considerado como inapreciable.



*Figura 12.* Influencia de la traslacionalidad en una columna  
Fuente: Apuntes de Hormigón Armado adaptado a la Instrucción Española (EHE-08)

Como puede observarse en la figura 12, este desplazamiento  $\Delta$ , muy sensible a los efectos de segundo orden puede incrementar los esfuerzos flectores en base y cabeza de soportes. Si la tipología estructural controla la traslación relativa entre alturas consecutivas, puede hablarse de una estructura intraslacional. Estrictamente todos los entramados son traslacionales, por lo que su consideración como intraslacionales obliga a definir un umbral de desplazamientos laterales por debajo del cual esta hipótesis puede ser considerada válida.

La norma CBH-87 da las siguientes definiciones de estructura intraslacional y traslacional:

- Estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- Estructuras traslacionales aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de estabilidad del conjunto.

### 2.3.3.2.3. Longitud de pandeo.

La longitud de pandeo “ $l_0$ ” de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. En pórticos, las longitudes de pandeo en el plano considerado son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como:

$$\text{Longitud de pandeo } l_0 = k * L$$

Donde “ $k$ ” se obtiene de los nomogramas correspondientes entrando con el valor de “ $\psi$ ”.

$$\psi_A = \frac{\sum E_c * \frac{I_c}{l_c} \text{ (Columnas que concurren en el punto A)}}{\sum E_v * \frac{I_v}{l_v} \text{ (Vigas que concurren en el punto A)}} \quad (\text{igual para } \psi_B)$$

Donde:

$\psi_A$  = Relación de rigideces de las columnas a las vigas en el extremo “A” de la columna considerada.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del material que compone la columna.

$l_c$  = Longitud real de la columna.

$I_c$  = Inercia bruta de la sección de la columna.

$E_v$  = Módulo de elasticidad del material que compone la viga.

$l_v$  = Longitud real de la viga.

$I_v$  = Inercia bruta de la sección de la viga.

$k$  = Puede obtenerse de los monogramas siguientes:

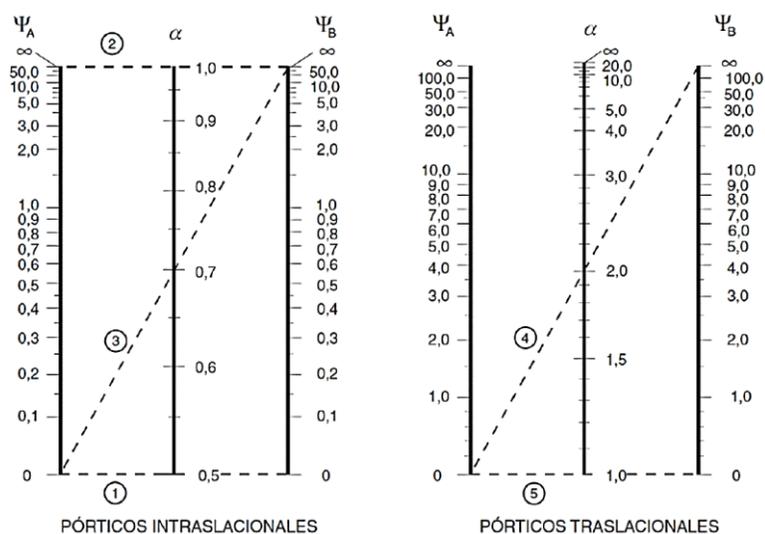


Figura 13. Nomogramas para la obtención de la longitud de pandeo para pórticos  
Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

#### 2.3.3.2.4. Clasificación de las columnas por la esbeltez.

La esbeltez mecánica de un pilar de sección constante, es el cociente entre la longitud de pandeo del pilar y el radio de giro “i” de la sección total de hormigón, en la dirección considerada ( $i = A/I$ ).

La esbeltez geométrica, es el cociente entre la longitud de pandeo y la dimensión paralela al plano de pandeo considerado, ya sea “b” ó “h”.

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en: columnas cortas y largas. La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada con su esbeltez. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga. La norma CBH-87 define dos esbelteces:

$$\text{Esbeltez mecánica} \rightarrow \lambda = \frac{\ell_0}{r} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Esbeltez geométrica} \rightarrow \lambda_g = \frac{\ell_0}{h} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Los valores límites para la esbeltez son los siguientes:

- |                                 |                                 |   |
|---------------------------------|---------------------------------|---|
| (1) $\lambda < 35$              | ( $\lambda_g < 10$ )            | Se desprecian los efectos de segundo orden.             |
| (2) $35 \leq \lambda \leq 100$  | ( $10 \leq \lambda_g \leq 29$ ) | Puede calcularse excentricidad adicional ( $e_{fic}$ ). |
| (3) $100 \leq \lambda \leq 200$ | ( $29 \leq \lambda_g \leq 35$ ) | Véase método general prescrito en 8.3.2.1. de CBH-87.   |
| (4) $\lambda > 200$             | ( $\lambda > 58$ )              | Esbelteces mecánicas no recomendables.                  |

### 2.3.3.2.5. Excentricidades.

Excentricidad, es la distancia a la que actúa la sollicitación normal respecto del centro de gravedad de la sección y está constituida por:

- Excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo igual a  $M_1/N_1$ , donde  $M_1$  es el momento exterior aplicado, de primer orden y “N” la carga axial actuante.
- Excentricidad accidental  $e_a$ , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.
- Excentricidad ficticia  $e_{fic}$ , dimensión convencional para tomar en consideraciones los efectos de pandeo.
- Excentricidad equivalente  $e_o$ , valor representativo de la excentricidad de primer orden, cuando ésta tiene valores diferentes en los extremos de la pieza.
- Excentricidad total ( $e_{total} = e_o + e_a + e_{fic}$ ), valor con el que debe incorporarse la sollicitación normal para el diseño o verificación de la pieza.

**(a) Excentricidad inicial o de primer orden ( $e_o$ ):** Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{Md}{Nd}$$

**(b) Excentricidad mínima de cálculo o excentricidad constructiva ( $e_a$ ):** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro de la sección, la Norma Boliviana no considera en el cálculo excentricidades de primer orden inferiores al valor siguiente:

$$e_a \geq \begin{cases} \frac{h}{20} & \text{o} \\ \frac{b}{20} & \text{depende de la dirección del pandeo} \\ & 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Siendo “b” o “h” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo. A ésta excentricidad mínima se la designa por  $e_a$ .

**Método de la excentricidad ficticia:** Este método aproximado es aplicable a columnas de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

(1) Excentricidades iguales, en valor y signo, en los extremos.

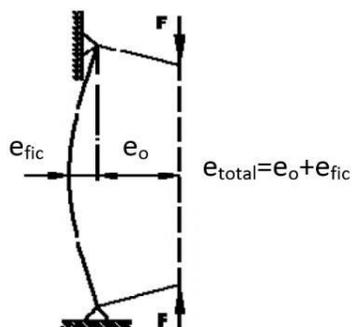


Figura 14. Excentricidades iguales, en valor y signo  
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

(2) Excentricidades diferentes en valor y/o signo, en los extremos.

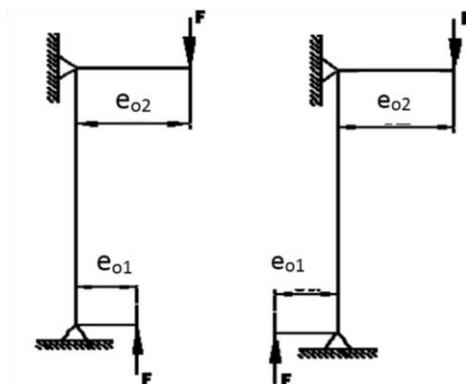


Figura 15. Excentricidades diferentes en valor y/o signo  
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

En este caso, se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente, en la sección crítica, de valor:

$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} \geq 0,4 e_{o2}$$

Dónde:

$e_{o1}$  y  $e_{o2}$  = Excentricidades de primer orden en los extremos siendo la de mayor valor que se tomará como positiva y la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda. La excentricidad equivalente, es válida para estructuras intraslacionales.

**(c) Excentricidad ficticia ( $e_{fic}$ ):**

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia:

$$e_{fic} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{1200}\right) * \frac{c+20e_o}{c+10e_o} * \frac{lo^2}{i} 10^{-4}$$

Donde:

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero en tracción, en MPa.

$c$  = Canto medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.

$l_0$  = Longitud de pandeo .

$i$  = Radio de giro de la sección total de hormigón en la dirección considerada.

Para piezas de sección rectangular, la fórmula se transforma, con  $f_{yd}$  en kg/cm<sup>2</sup> en:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h+20e_o}{h+10e_o} * \frac{l_0^2}{i}$$

**(d) Excentricidad final ( $e_f$ ):**

Conocidas las excentricidades: inicial, constructiva y ficticia, se calcula la excentricidad total:

$$e_{total} = e_o + e_a + e_{fic}$$

Valor con el cual se establece el momento flector ficticio o representativo (donde queda incorporado el efecto del pandeo) y que juntamente con el esfuerzo normal solicitan la pieza. Con ambas solicitaciones se comprobarán las condiciones de agotamiento de la sección. Además, se comprobarán las secciones de los dos extremos del pilar sometidas a las correspondientes solicitaciones de primer orden. Debe tenerse en cuenta que la pieza deberá ser de sección y armadura constantes, compatibles con la máxima sollicitación, ya sea en el centro de la pieza o en sus extremos.

La excentricidad, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

**2.3.3.2.6. Armadura longitudinal.**

Se situarán en las proximidades de la cara del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de la sección circular deben colocarse un mínimo de 6 barras, y debe seguirse las siguientes prescripciones en la disposición de las armaduras:

- (a) Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.
- (b) La separación máxima entre dos barras de la misma cara, no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas, debe arriostrarse mediante estribos, a manera de evitar el pandeo de la misma. Para que el hormigón pueda penetrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor a 2 cm que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

(c) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre 1 y 4 cm, no tienen que ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido<sup>11</sup>.

### 2.3.3.2.6.1. Procedimiento de cálculo de armaduras.

Se utilizará un método gráfico para obtener la cuantía mecánica de acero necesaria, es decir, los ábacos en roseta. Son el equivalente, en flexión esviada, a los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por los planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro y ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías. Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v$ ,  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma posición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de  $v$  del que se trate, con los valores de  $\mu_x$  y  $\mu_y$ , para obtener la cuantía mecánica total necesaria  $\omega$ . Si el valor  $v$  no es redondo, se obtiene  $\omega$  por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de  $v$  entre los que esté situado el dado. Una vez obtenida  $\omega$  se calcula la capacidad mecánica total de la armadura. Las armaduras deben colocarse respetando la disposición y recubrimientos correspondientes a la roseta empleada, así como utilizando acero del mismo límite elástico que el acero correspondiente a la roseta<sup>12</sup>.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

(1) Se determina el momento reducido ( $\mu$ ) y el axil reducido ( $v$ ), y con ayuda del ábaco en roseta de flexión esviada (véase figura 16) se obtiene la cuantía geométrica ( $\omega$ ):

$$\mu = \frac{Nd * e_f}{b * h^2 * f_{cd}} \quad ; \quad v = \frac{Nd}{h * b * f_{cd}} \quad ; \quad A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \quad ; \quad A_c = b * h$$

<sup>11</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* (13va Edición). pp. (364-365) Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

<sup>12</sup> Jiménez Montoya P. (2000). *Hormigón Armado* (14va Edición). pp. (320) Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

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

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{rot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

si  $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$   
 si  $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$

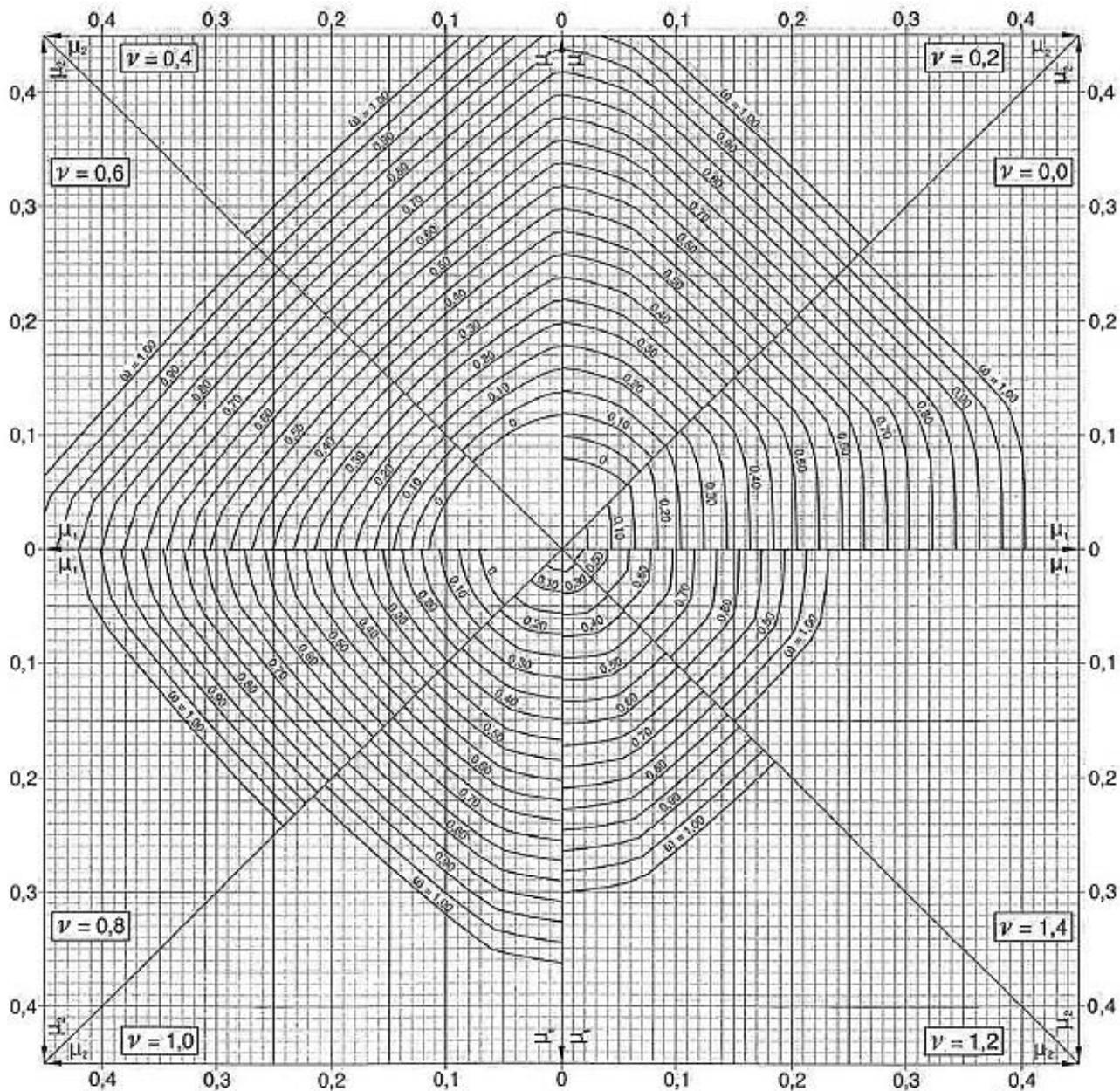
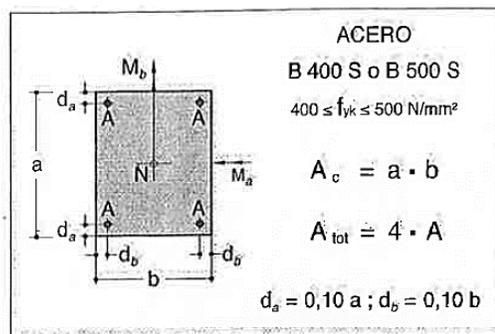


Figura 16. Ábaco en roseta para flexión esviada

Fuente: Hormigón Armado (Tomo I) 14va Edición. pp.506 - Jiménez Montoya

- 1) El valor obtenido de  $A_s$  se debe comparar con la armadura mínima ( $A_s$  mín), de acuerdo a lo expuesto en 8.1.7.2 Compresión simple o compuesta en la norma CBH-87.

$$\begin{aligned} A'_{s1} * f_{cd} &\geq 0,05 * N_d & ; & & A'_{s1} * f_{cd} < 0,5 * f_{cd} * A \\ A'_{s2} * f_{cd} &\geq 0,05 * N_d & ; & & A'_{s2} * f_{cd} < 0,5 * f_{cd} * A \end{aligned}$$

Donde:

$N_d$  = Esfuerzo normal mayorado de compresión.

$A'_{s1}, A'_{s2}$  = Armaduras principales en compresión.

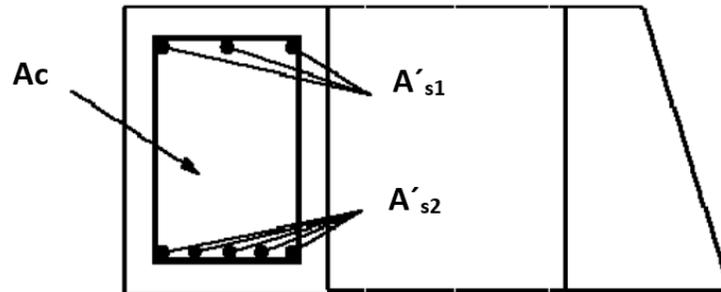


Figura 17. Armaduras principales en compresión  
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

#### 2.3.3.2.7. Armadura transversal.

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes.

Se considerará lo siguiente:

- Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación “s” entre planos de cercos o estribos debe ser:  $s \leq b_e$   
Siendo “ $b_e$ ” la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitado por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para s valores mayores a 30 cm.
- Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación “s” entre planos de cercos o estribos debe ser:  $s \leq 15 * \emptyset$
- El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor que 6 mm.
- Los estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales.

(e) No es aconsejable la sujeción de cercos mediante puntos de soldadura, con objeto de no alterar las características del acero correspondiente a las barras principales<sup>13</sup>.

El procedimiento de cálculo es el expuesto en 2.3.3.1.2.

### 2.3.3.3. Losa alivianada.

#### 2.3.3.3.1. Generalidades.

Las losas o placas son estructuras limitadas por dos planos paralelos de separación  $h$ , siendo el espesor  $h$  pequeño frente a las otras dimensiones. Se supone además que las cargas actúan en el plano medio de la placa y son normales al mismo. Las placas se encuentran sometidas fundamentalmente a esfuerzos de flexión<sup>14</sup>.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo.

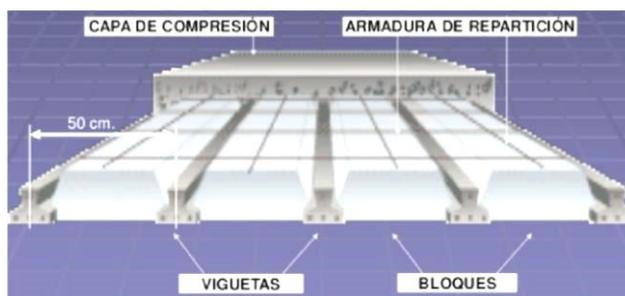


Figura 18. Componentes de losa alivianada

Fuente: <https://www.google.com/search?q=La+armadura+de+la+capa+de+compresion+se+calcula+en+losas+aliviandas%3F>

La losa alivianada se compone de tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales, es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada.
- Piezas aligerantes: Pueden ser de cerámica, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, plástico u otro material suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras. Si se emplean con viguetas, semi-viguetas o encofrado discontinuo de tablonos, la resistencia en vano de las piezas será igual o mayor que 1 MPa. Se considera que no forman parte de la sección resistente del forjado<sup>15</sup>.

<sup>13</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* 13va Edición. Pp. (366-367). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

<sup>14</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* 13va Edición. Pp. (523). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

<sup>15</sup> Forjados. *Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87*. Pp. (194).

- Capa de compresión de hormigón que se construye en obra. Esta capa de compresión tiene de 3 a 5 cm de espesor. La losa superior de los forjados, asegura la rigidez de éstos en su plano, necesaria para la adecuada distribución de los esfuerzos horizontales que recibe el edificio<sup>16</sup>.

### 2.3.3.3.2. Bases de cálculo.

De acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, el tipo de forjado que se emplea, corresponde al tipo de “forjados de semi-viguetas”.

Por semivigueta, se entiende un elemento prefabricado semi resistente, es decir proyectado para resistir, en colaboración con el hormigón que se vierte in situ y a veces, con piezas resistentes, la totalidad de las cargas del forjado.

Las condiciones que deben cumplir los forjados son las siguientes:

(a) Los forjados de semiviguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor  $h_0$  (véase figura 19) según el tipo de piezas empleadas, cumplirá las siguientes condiciones:

- Con piezas resistentes: no será inferior a 2 cm ni a “ $a/8$ ”.
- Con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm ni a “ $a/6$ ”: siendo “ $a$ ” la distancia del punto considerado al centro de la pieza.

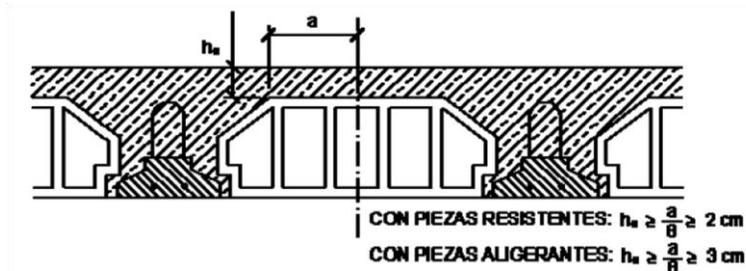


Figura 19. Forjado de semiviguetas o nervados  
Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

(b) Armadura de reparto: Se dispone para resistir las tensiones por retracción del hormigón y variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

<sup>16</sup> Losa aliviada. En línea disponible en: <http://juancastarcreaciones.blogspot.com/2012/11/calculo-de-una-losa-de-viguetas.html?m=1>. Fecha de consulta (02/03/18)

En la losa de hormigón y en dirección perpendicular a los nervios o semi-viguetas, se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

$h_o$  = Espesor de la losa de hormigón en el centro de la pieza, en cm.

$f_{sd}$  = Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto, en MPa.

El área de la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor  $h_o$ , de la losa de hormigón en el centro, es la indicada en la tabla siguiente:

Tabla 21. Área de la sección de armadura de reparto

| Espesor de la losa de hormigón $h_o$ en cm | Área de la sección de armadura de reparto $A$ en $\text{cm}^2/\text{m}$ con acero del tipo |        |        |        |
|--|--|--------|--------|--------|
|  | AH 215 L   | AH 400 | AH 500 | AH 600 |
| $\leq 4$                                   | 1  | 0,52   | 0,44   | 0,37   |
| 6  | 1,5  | 0,79   | 0,66   | 0,55   |
| 8  | 2  | 1,05   | 0,88   | 0,73   |
| 10   | 2,5  | 1,31   | 1,1    | 0,9    |

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

- (c) En general, en forjados ordinarios de edificación con luces de hasta 6 m y para condiciones medias, no es preciso comprobar la flecha indicada en las prescripciones si la relación canto/luz no es inferior a la señalada en la tabla 22.

Tabla 22. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

|   | Caso 1 | Caso 2 | Caso 3 | Caso 4 |
|---|--------|--------|--------|--------|
| <i>Tramos simplemente apoyados</i>        | 1/24   | 1/20   | 1/18   | 1/14   |
| <i>Vanos extremos de tramos continuos</i> | 1/28   | 1/24   | 1/20   | 1/18   |
| <i>Vanos internos de tramos continuos</i> | 1/32   | 1/28   | 1/24   | 1/20   |
| <i>Voladizos</i>                          | 1/16   | 1/14   | 1/12   | 1/10   |

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento.

Fuente: Norma boliviana de Hormigón Armado CBH-87

### 2.3.3.3.3. Diagrama de cálculo en flexión empleado para el hormigón y armaduras tesas (viguetas).

(1) Diagrama rectangular de tensiones en el hormigón: Como puede apreciarse en figura 20, el aspecto del diagrama de cálculo del hormigón no difiere del utilizado para el cálculo de la resistencia a flexión de elementos no pretensados (véase 4.4.6.1).

En el pretensado siguen utilizándose las siguientes hipótesis:

- Diagrama de tensiones del hormigón: La relación entre la distribución de las tensiones de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se debe suponer rectangular.
- El hormigón tiene una deformación de rotura igual a 0,003.
- Resistencia nula del hormigón traccionado.
- Puede adoptarse un bloque uniforme de tensiones en el hormigón con un valor constante igual a  $0,85 \cdot f_c'$
- La profundidad del bloque es  $a = \beta_1 \cdot c$ , siendo:
  - $c$  = Profundidad del eje neutro de deformaciones
  - $\beta_1 = 0,85$  ( $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$ )
  - $\beta_1 = 0,85 - 0,056 \cdot (f_c' - 30 \text{ Mpa}) / 7 \geq 0,65$  ( $60 \text{ Mpa} \geq f_c' \geq 30 \text{ Mpa}$ )

Los requisitos anteriores se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:

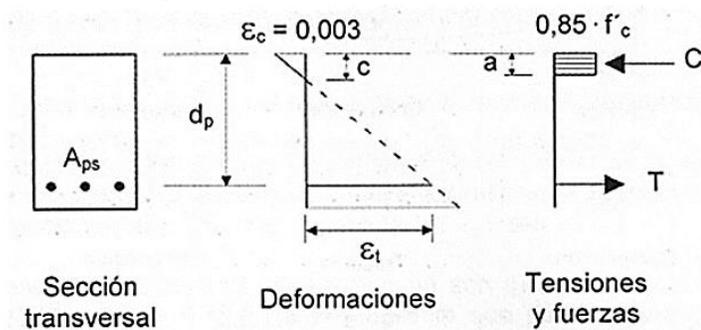


Figura 20. Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/21329/>

(2) Diagrama de tensión- deformación de armadura de pretensado.

No presenta un escalón claro de fluencia que permita asumir un diagrama bilineal como los vistos en el caso de armaduras no tesas.

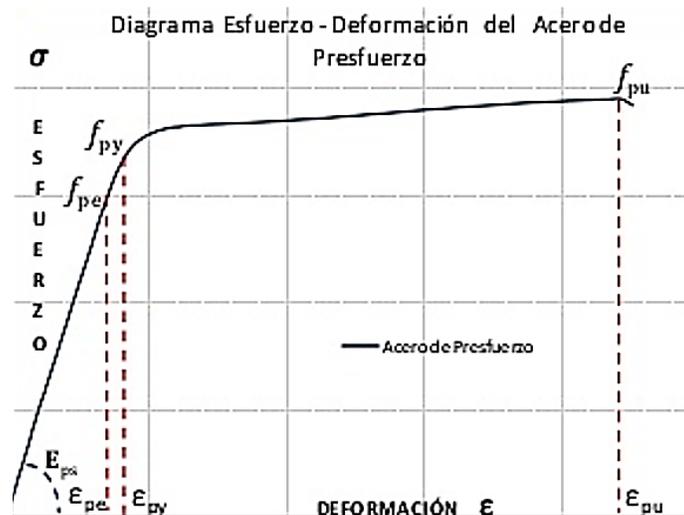


Figura 21. Diagrama de esfuerzo-deformación del acero de preesfuerzo

Fuente: <https://es.slideshare.net/odairtreyes/tesis-febrero>

Donde:

$f_{pe}$ ,  $\varepsilon_{pe}$  = Esfuerzo y deformación en el acero de pre esfuerzo debido a la fuerza pretensora efectiva  $P_e$ .

$f_{py}$ ,  $\varepsilon_{py}$  = Esfuerzo y deformación de fluencia para el acero.

$f_{pu}$ ,  $\varepsilon_{pu}$  = Resistencia y deformación última del acero.

Se utilizaron barras de 0,4 cm de diámetro, de grado 270, con un valor de  $f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **2.3.3.3.4. Diseño a flexión.**

Al igual que para el hormigón reforzado, los problemas en el hormigón pre esforzado pueden ser de revisión y de diseño.

Para el primero como es el caso del proyecto se conocen las cargas aplicadas, la sección de pre esfuerzo, el área de acero y la magnitud de la fuerza de pretensado y solo resta por verificar que los esfuerzos en todos los estados son menores a los esfuerzos admisibles en el hormigón para los estados límite.

Existen al menos tres métodos prácticos para realizar el diseño a flexión de un elemento de concreto pre esforzado. Algunos ingenieros prefieren suponer una sección de concreto, calcular la fuerza de pre esfuerzo que se requiere y las excentricidades para el estado de carga que probablemente controla, luego verificar los esfuerzos en todos los estados utilizando las ecuaciones de esfuerzos admisibles en el hormigón para los estados límite y finalmente verificar la resistencia a flexión. La sección tentativa se modifica, si es necesario.

Para el caso en que la viga se debe seleccionar entre una cantidad limitada de formas estándares, como ocurre a menudo para luces cortas y cargas corrientes, este es posiblemente el mejor procedimiento<sup>17</sup>.

La verificación de esfuerzos admisibles en la vigueta pretensada se realizará con base en la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute), debido a que la Norma Boliviana CBH-87 no contempla el diseño de hormigón pre esforzado.

En las losas aligeradas se emplearán viguetas prefabricadas pretensadas, las mismas que por información proporcionada por el fabricante tienen la capacidad de resistir los momentos flectores señalados en la tabla de momentos admisibles (véase ANEXO 5).

En el diseño se busca que el momento resistente de la vigueta sea mayor o en su defecto igual al momento que se obtiene del análisis empleando las combinaciones de carga. Por ello,

---

<sup>17</sup> Nilson H Arthur. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Duodécima Edición. pp. 607: Edit: McGraw Hill.

dependiendo de los resultados del análisis se elegirá una determinada serie de viguetas que tenga mayor capacidad resistente.

### 2.3.3.3.5. Verificación a cortante.

No es usual colocar refuerzo a cortante en losas aligeradas, es necesario verificar que la sección de hormigón es capaz de resistir los esfuerzos cortantes producidos por las cargas actuantes.

Los nervios o semiviguetas no precisan armadura transversal en toda sección en que se cumpla:

$$\phi(V_c) \geq V_u$$

Donde:

$\phi$ =Factor de reducción de resistencia (Para cortante  $\phi=0,75$ )

$V_u$ =Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$V_c$ =Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva  $b_w * d$ . En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto. En un elemento con refuerzo para cortante se supone que una parte del cortante la proporciona el hormigón y el resto el refuerzo para cortante.

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón ( $V_c$ ) se supone igual al menor de los valores entre la resistencia al agrietamiento de cortante por flexión ( $V_{ci}$ ) y la resistencia al agrietamiento por cortante en el alma ( $V_{cw}$ ).

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{7} * b_w * d$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) * \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d\right)$$

$$V_{cw} = 0,30 * (f_c' + f_{pc})b_w * d_p + V_p$$

Donde:

$V_{ci}$ = Resistencia al agrietamiento de cortante por flexión (N).

$V_{cw}$  = resistencia al agrietamiento por cortante en el alma

$d_p$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero pre esforzado (mm) y no debe tomarse menor que  $0,80h$ .

$V_d$  = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (N).

$V_i$  = Fuerza cortante mayorada en la sección debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con  $M_{m\acute{a}x}$ .

$M_{m\acute{a}x}$  =Máximo momento mayorado en la sección debido a cargas aplicadas externamente (N\*mm).

$M_{cre}$  = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente (N\*mm).

$I$  = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (mm<sup>4</sup>)

$y_t$  = Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo (mm)

$f_{pe}$  = Esfuerzo de compresión en el hormigón debido únicamente a la fuerza efectiva del pre esforzado (Mpa).

$f_d$  = Esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (Mpa).

$b_w$  = ancho del alma de la vigueta (mm).

$d$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

$f_c'$  = Resistencia especificada a la compresión del hormigón (MPa).

$V_p$  = Componente vertical de la fuerza efectiva de pre esforzado (N).

$f_{pc}$  = Esfuerzo de compresión en el hormigón (después de que han ocurrido las pérdidas de pre esforzado) en el centroide de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente (Mpa).

Debido a la variabilidad del ancho  $b_w$  en la altura de la sección transversal de la vigueta, en la verificación a cortante se considera el menor ancho  $b_w$  que presenta la sección transversal, situación que se considera más desfavorable debido a que al considerar un ancho  $b_w$  menor consecuentemente se obtiene una resistencia al cortante del hormigón menor, sin embargo al presentarse una sección variable, la resistencia al cortante del hormigón real será de mayor valor.

#### **2.3.3.3.6. Cálculo de flechas.**

Cuando por razones funcionales, estéticas u otras, sea necesario efectuar el cálculo de deformaciones, se recurrirá a las teorías de la Resistencia de Materiales y/o de la elasticidad, introduciendo en el cálculo los valores característicos de los materiales y de las cargas, ya que el estudio de las deformaciones deberá realizarse para la pieza en las condiciones de servicio (no en las de agotamiento).

La deformación del elemento es función de las características de los materiales, de las acciones, de la geometría, armado y vinculaciones del elemento. Todo ello hace que la estimación de las deformaciones sea compleja y que éstas deban ser consideradas como una variable aleatoria, sólo susceptible de evaluación aproximada. Debe distinguirse entre:

- Flecha total a plazo infinito, debida a la totalidad de las cargas actuantes. Está formada por la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida debida a las cargas permanentes y cuasipermanentes a partir de su actuación.
- Flecha activa respecto a un elemento dañable, producido a partir del instante en que se construye dicho elemento. Su valor es igual, por tanto, a la flecha total menos la que ya se ha producido hasta el instante en que se construye el elemento.

La flecha máxima de un elemento puede obtenerse en la sección de referencia que se define a continuación:

- En elementos simplemente apoyados o tramos continuos, la sección central.
- En elementos en voladizo, la sección de arranque.

Cuando se aplica por primera vez la fuerza de pre esfuerzo, una viga presentará normalmente una contraflecha hacia arriba. Con el transcurso del tiempo, la retracción de fraguado y el flujo plástico del concreto producirán una reducción gradual de la fuerza de pre esfuerzo; a pesar de esto, la deflexión hacia arriba aumentará por lo general a causa del flujo plástico diferencial, que afecta más las fibras inferiores sometidas a altos esfuerzos que las superiores. Con la aplicación de las cargas muerta y viva superpuestas, esta deflexión hacia arriba se balanceará parcial o totalmente y se obtendrá una deflexión nula o una deflexión hacia abajo. Es claro que, al calcular esta deformación, debe prestarse atención especial a la duración de la carga.

En general, es necesario calcular las deflexiones (de acuerdo con el Código ACI, es preciso calcularlas para todos los elementos pre esforzados). El método aproximado que se describe en este numeral resultará suficientemente preciso para la mayoría de los propósitos.

Normalmente, las deflexiones de principal interés son las que ocurren en el estado inicial, cuando la viga se somete al pre esfuerzo inicial  $P_o$  y a su peso propio, y para una o más combinaciones de carga de servicio, cuando la fuerza de pre esfuerzo se reduce al valor efectivo  $P$ , a causa de las pérdidas. Las deflexiones cambian por el flujo plástico que ocurre con la fuerza de pre esfuerzo sostenida y con todas las demás cargas sostenidas.

La deflexión a corto plazo  $\Delta_{pi}$ , producto de la fuerza de pre esfuerzo inicial  $P_o$ , puede determinarse con base en la variación del momento de pre esfuerzo a lo largo de la luz, utilizando los principios del área de momentos. Para vigas estáticamente determinadas, las ordenadas del diagrama de momentos que resulta de la fuerza de pre esfuerzo excéntrica son directamente proporcionales a la excentricidad de la línea del centroide del acero con respecto al centroide del hormigón. En cualquier caso, el efecto del pre esfuerzo también puede tratarse en términos de cargas equivalentes y las deflexiones se pueden hallar con las ecuaciones corrientes.

La deflexión hacia abajo  $\Delta_o$ , por el peso propio de la viga, que es por lo general uniformemente distribuido, se encuentra mediante los métodos convencionales. Así que, la deflexión neta obtenida inmediatamente después del pre esfuerzo es:

$$\Delta = -\Delta_{pi} + \Delta_o$$

Las deflexiones a largo plazo debidas al pre esfuerzo ocurren a medida que la fuerza se reduce en forma gradual de  $P_o$  a  $P_e$ . Esto puede tenerse en cuenta de manera aproximada, suponiendo que el flujo plástico ocurre con una fuerza de pre esfuerzo constante igual al promedio de los valores inicial y final. Consecuentemente con este supuesto, la deflexión total que resulta del sólo pre esfuerzo es:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cc \quad ; \quad \text{Donde: } \Delta_{pe} = \Delta_{pi} * \frac{P_e}{P_o}$$

Donde  $Cc$ , es el coeficiente de flujo plástico para el hormigón (ver la tabla 2.1 en pág. 42 del libro *Diseño de Estructuras de Concreto en su Duodécima Edición*- Arthur H. Nilson.).

La deflexión a largo plazo por el peso propio se incrementa también por el flujo plástico y se obtiene aplicando en forma directa el coeficiente de flujo plástico al valor instantáneo. Entonces, la deflexión total del elemento, después de las pérdidas y de las deflexiones por flujo plástico, cuando actúan el pre esfuerzo efectivo y el peso propio, es:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cc + \Delta_o(1 + Cc)$$

La deflexión producto de las cargas superpuestas puede ahora adicionarse, introduciendo el coeficiente de flujo plástico para tener en cuenta el efecto a largo plazo de las cargas sostenidas, con el fin de obtener la deflexión neta para la carga de servicio completa:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cc + (\Delta_o + \Delta_d)(1 + Cc) + \Delta_l$$

Donde  $\Delta_d$  y  $\Delta_l$  son las deflexiones instantáneas generadas por las cargas muerta y viva superpuestas, respectivamente.

Puesto que los elementos permanecen práctica o totalmente no fisurados para los niveles de carga característicos de interés, los cálculos pueden basarse en las propiedades de la sección de hormigón no fisurada<sup>18</sup>.

#### **2.3.3.4. Zapatas de H° A°.**

Toda cimentación ha de garantizar la estabilidad de la estructura que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones deben contar con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asentamientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma, deben elegirse teniendo en cuenta por una parte, la estructura que se soporta (en especial las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el

<sup>18</sup> Nilson H Arthur. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Duodécima Edición. pp. 641: Edit: McGraw Hill

terreno del que se trate (en especial su resistencia y su deformabilidad) de manera tal que la cimentación sea segura y económica. Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes).

Las zapatas aisladas céntricas son el tipo de elemento de cimentación más frecuente, y se emplean cuando el terreno superficial tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y en zonas aisladas de la misma<sup>19</sup>.

#### **2.3.3.4.1. Capacidad última de carga de fundaciones superficiales.**

Se puede definir la capacidad última de carga, como la carga por área unitaria de la fundación bajo la cual ocurre la falla por cortante en el suelo.

La capacidad última de carga es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones. Siendo ésta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra, como ser: grado de compactación, humedad, etc.

#### **2.3.3.4.2. Asentamientos admisibles.**

Son los asentamientos totales y diferenciales máximos que tolera la estructura, incluyendo forjados y tabiques, sin que se produzcan lesiones como fisuraciones, descensos o inclinaciones incompatibles con el servicio de la misma. Debido a la falta de homogeneidad del suelo, se producen inevitablemente asentamientos diferenciales, que pueden llegar a los 2/3 del asentamiento total.

Se puede admitir un asentamiento entre 4 y 7 cm para estructuras de hormigón armado.

#### **2.3.3.4.3. Comprobación al vuelco.**

La primera comprobación que debe efectuarse es la seguridad al vuelco. La condición correspondiente se obtiene analizando si los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto P (véase figura 22) superan a los momentos de vuelco<sup>20</sup>.

$$(N + P) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1$$

Donde:

N, M, V: Esfuerzo normal, momento flector, esfuerzo cortante, en cara superior de cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

A = Ancho de la zapata.

<sup>19</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* 13va edición. Pp. (467). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

<sup>20</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* 13va Edición. Pp. (472). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

H = Altura total de la zapata

$\gamma_1$  = Coeficiente de seguridad al vuelco (para el que puede tomarse 1,5).

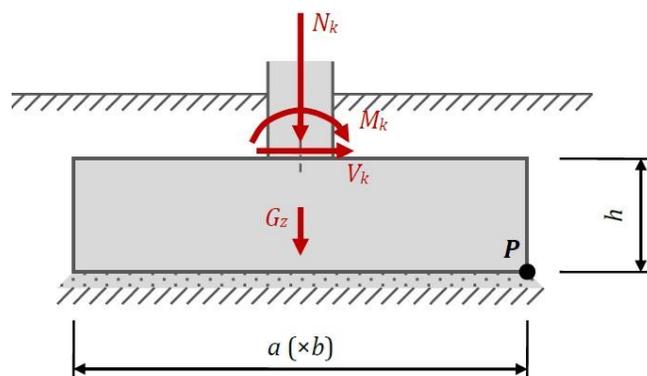


Figura 22. Vuelco de una zapata

Fuente: Apuntes de Hormigón Armado adaptado a la Instrucción española EHE -08

#### 2.3.3.4.4. Comprobación al deslizamiento.

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verificará que se cumplen la siguiente expresión:

$$(N + P) * \tan\varphi_d \geq \gamma_2 * V$$

Donde:

N, V = Esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

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

$\gamma_2$  = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

#### 2.3.3.4.5. Dimensionamiento de zapata aislada céntrica.

Se define como zapatas aisladas a aquellas que transmiten la carga de una sola columna al suelo como se puede observar en la figura 23.

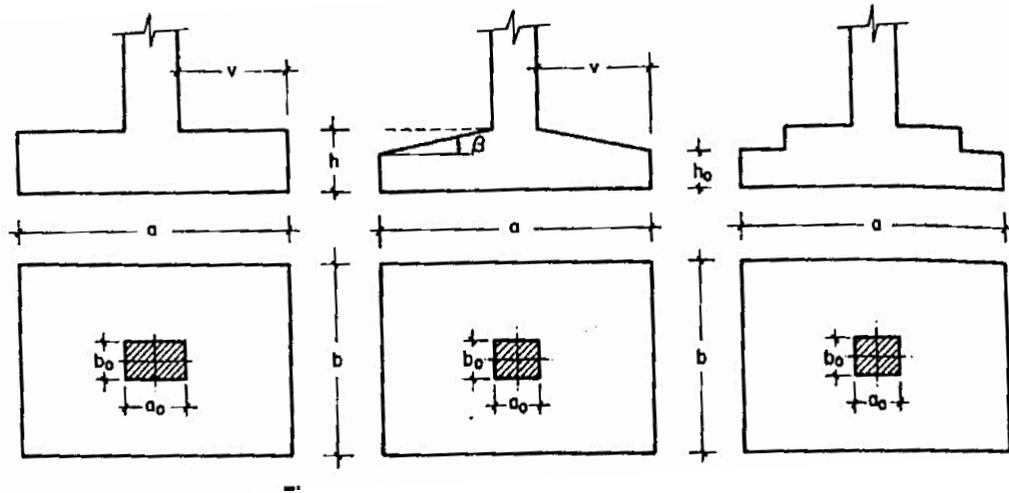
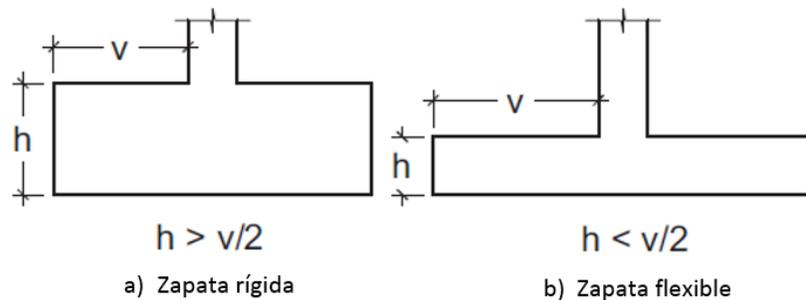


Figura 23. Tipos de zapatas aisladas

Fuente: *Hormigón Armado Tomo I* (14va Edición). Pp.492 -Jiménez Montoya.

Las zapatas se clasifican, en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo, en los dos tipos siguientes:

- Tipo I, rígidas (véase figura 24) incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación  $V_{\text{máx}}$ , medido en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimenta, no sea superior a  $2h$ .
- Tipo II, flexibles (véase figura 24) incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a  $2h$  en alguna de las direcciones principales.



a) Zapata rígida

b) Zapata flexible

Figura 24. Zapatas rígidas y zapatas flexibles

Fuente: *Hormigón Armado (Tomo I)*. 15va Edición. Pp 367 - Jiménez Montoya (Año 2009).

Las dimensiones  $a$  y  $b$  de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ ), mediante la ecuación:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata, al no conocerse inicialmente el valor de P, será necesario operar por tanteos.

Cualquiera sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón puede considerarse una tensión uniforme del terreno.

Por razones económicas las zapatas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante, para ello se recomienda en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil “d” valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2k-1} - \frac{a_o - b_o}{4}}$$

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} ; d_3 = \frac{2(b - b_o)}{4 + k}$$

Con  $k = \frac{4 * f_{yd}}{y_f * \sigma_t}$  y  $f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$  (kp/cm<sup>2</sup>)

Estas fórmulas son válidas para zapatas cuadradas y rectangulares en las que el lado mayor no supere el doble del lado menor y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

#### 2.3.3.4.6. Cálculo de armadura a flexión.

El siguiente procedimiento de cálculo aplica a zapatas tipo I o rígidas (véase figura 19). Para el cálculo de las armaduras necesarias, se considerará una sección de referencia S<sub>1</sub> sometida a flexión simple y se aplicará lo dispuesto en el capítulo 8.1 de la Norma CBH-87.

**(1) Sección de referencia S<sub>1</sub>:** Para el cálculo a flexión en cada dirección, se define la sección de referencia S<sub>1</sub>, situada a una distancia “0,15 a<sub>o</sub>”, hacia el interior del soporte, siendo “a<sub>o</sub>” la dimensión de dicho soporte (véase figura 19). El canto útil de la sección de referencia, se tomará igual a “d” y será como máximo 1,5 v.

**(2) Cálculo del momento flector:** El momento flector máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas tipo I (rígidas) será el que se produce en la sección de referencia S<sub>1</sub> definida anteriormente.

**(3) Cálculo de Armadura de tracción:** Las armaduras se determinan en una sección distanciada de los paramentos el soporte de hormigón, 0,15\*a<sub>o</sub> y 0,15\*b<sub>o</sub>, el momento de cálculo de la sección S<sub>1</sub> debido a la carga del terreno  $\sigma_t = \frac{N}{a * b}$  es:

$$M_{ad} = \frac{y_f * N}{2a} * \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección de dimensiones b x d puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes (Tabla 19).

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b * d^2 * \sigma_s} ; \quad \omega = \mu (1 + \mu) \quad ; \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

Las cuantías geométricas mínimas, exigidas por la Instrucción Española<sup>21</sup>, normativa de la cual se basa la Norma Boliviana CBH-87 son:

$$\omega \geq 0,0020 \text{ para acero AH - 215}$$

$$\omega \geq 0,0018 \text{ para acero AH - 420}$$

$$\omega \geq 0,0015 \text{ para acero AH - 500}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ( $\omega \leq 0,01$ ), por consideraciones de adherencia.

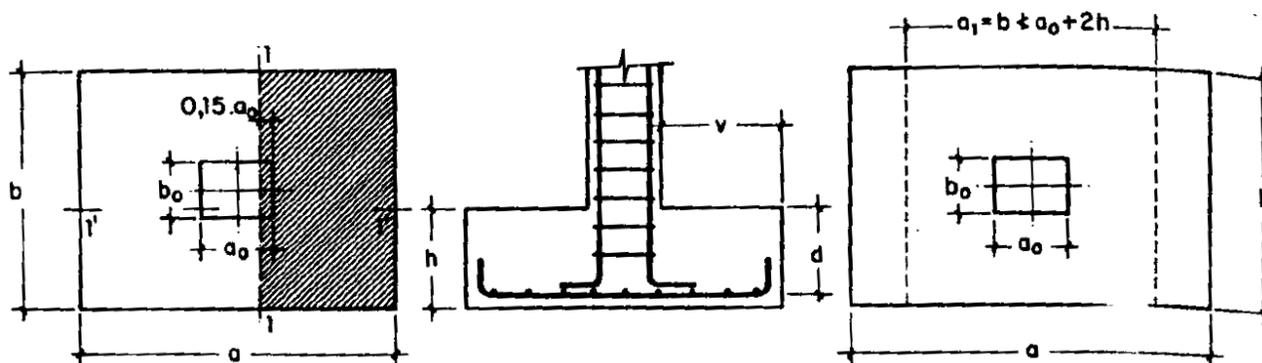


Figura 25. Armadura de zapata aislada

Fuente: *Hormigón Armado* (Tomo I). 14va Edición. Pp.510-Jiménez Montoya.

#### 4) Consideraciones importantes

- No emplear diámetros menores a 12 mm ni mayores a 25 mm.
- La separación máxima entre barras debe ser de 30 cm.
- El recubrimiento de estas armaduras debe estar en el orden de los 5 cm (para evitar corrosión).

#### 2.3.3.4.7. Verificaciones.

##### 2.3.3.4.7.1. Verificación a cortante.

Las zapatas dimensionadas con el método de flexión expuesto en 2.3.3.4.6 no necesitan esta verificación, sin embargo se explicará el procedimiento.

(1) **Sección de referencia S<sub>2</sub>**: Como norma general, se considerará como sección de referencia S<sub>2</sub> para el cálculo a cortante, aquella sección plana, perpendicular a la base de la zapata o cabezal, paralela al paramento del pilar o muro que se cimienta, y que está situada por fuera

<sup>21</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* 13va edición. Pp. (479). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

del mismo, a una distancia igual a la mitad del canto útil “d”, de la zapata o cabezal, medida a partir del paramento del citado elemento (columna o muro).

El ancho  $b_2$ , de la sección de referencia  $S_2$ , viene dada por (véase figura 26).

$$b_2 = (b_0 + d) \leq b'$$

Donde:

$b_0$  = Dimensión del pilar o del muro, medida paralelamente a la sección de referencia  $S_2$ .

$d$  = Canto útil de la zapata o cabezal, medido en el paramento exterior del pilar o del muro.

$b'$  = Ancho máximo de la zapata o cabezal, medido en la sección de referencia,  $S_2$ .

El canto útil  $d_2$  de la sección de referencia  $S_2$  es el canto útil que tiene la zapata o el cabezal en la sección que se considera si el canto útil  $d_2$ , así definido, de esta sección de referencia, resultase superior a 1,5 veces el vuelo “ $v_2$ ” de la zapata o cabezal, medido a partir de la citada sección  $S_2$  y perpendicularmente a la misma, se tomará para  $d_2$  el valor de  $1,5 v_2$  (véase figura 26).

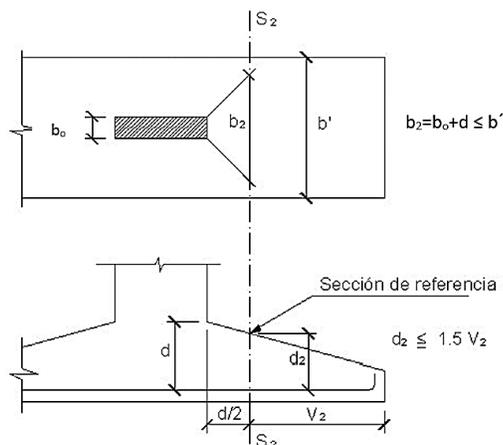


Figura 26. Sección de referencia  $S_2$

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH -87)

(2) **Cálculo del esfuerzo cortante:** El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas del tipo I, es el que se produce en la sección de referencia  $S_2$  anteriormente definida.

(3) **Valor de cálculo del esfuerzo cortante:** El valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{d2}$ , correspondiente a la sección de referencia  $S_2$  de una zapata, deberá cumplir la siguiente limitación:

$$V_{d2} \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

Donde:

$V_{d2}$  = Esfuerzo cortante mayorado, que actúa en la sección de referencia  $S_2$ .

$b_2$  y  $d_2$  = Dimensiones de la sección de referencia  $S_2$ , definida en 1).

$f_{ck}$  = Resistencia característica del hormigón a compresión en MPa y Kp/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

$f_{cv}$  = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante (véase 2.3.3.1.2)

Finalmente, en zapatas rectangulares es necesario comprobar la resistencia a cortante en la dirección de vuelo mayor.

#### 2.3.3.4.7.2. Comprobación de adherencia.

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

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

$V_{d1}$  = Esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en la sección de referencia  $S_1$  definida en 1).

$n$  = Número de barras por unidad de longitud.

$u$  = Perímetro de cada barra.

$d$  = Canto útil de la sección.

$\tau_b$  = Tensión tangencial de adherencia.

$\tau_{bd}$  = Resistencia de cálculo para adherencia.

Para éstas cimentaciones y cuando sean barras corrugadas, deberá tomarse para  $\tau_{bd}$ , el valor dado por la siguiente expresión, en la cual  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  vienen expresadas en Mpa.

$$\tau_{bd} = 0,44 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

La expresión incluida en las expresiones para  $\tau_{bd}$  en el caso de barras corrugadas, se transforma en la que a continuación se indica, cuando  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  vienen expresadas en  $\text{kg/cm}^2$ .

$$\tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección  $S_1$  será:

$$V_d = \frac{\gamma_f * N}{a} * \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)$$

#### 2.3.3.4.7.3. Comprobación a punzonamiento.

Solo en casos muy poco frecuentes de cargas elevadas y suelos de baja resistencia, en los que resulten zapatas con vuelos excepcionalmente altos ( $v > 3,5h$ ) puede ser determinante la comprobación a punzonamiento.

#### 2.3.3.4.7.4. Anclaje y disposición de las armaduras.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base. Si se trata de zapatas rectangulares armadas en una sola dirección se distribuirán también uniformemente a todo lo largo de la base.

Si la base es rectangular y lleva armadura en dos direcciones, la paralela al lado mayor “a”, se distribuirá uniformemente en todo el ancho “b” de la base y la paralela al lado menor “b” se

colocará de forma que, una fracción de su área total necesaria “A”, igual a  $2b^2 / (a^2 + b^2)$ ; quede uniformemente distribuida en una banda central, de ancho “ $a_1$ ”. El resto de la armadura se distribuirá uniformemente en las dos bandas laterales restantes (véase figura 25).

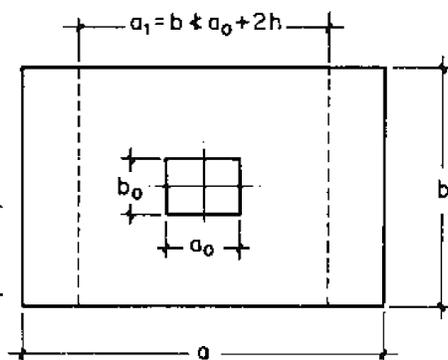


Figura 27. Disposición de armadura

Fuente: *Hormigón Armado* (Tomo I) .14va edición. Pp. 510 -Jiménez Montoya.

El ancho “ $a_1$ ” será igual a “ $b$ ”, pero no menor que  $(a_0 + 2h)$ , siendo:

$a$  = Lado del elemento que se cimenta, paralelo al lado mayor de la base del elemento de cimentación.

$h$  = Canto total del elemento de cimentación.

Las armaduras formarán un emparrillado que se prolongará sin reducción hasta los bordes de la zapata. Cuando el vuelo  $v$  no sea superior al canto  $h$ , la longitud del anclaje se contará a partir del punto A final de la parte recta de las barras (véase figura 24). Como la armadura en el punto A es nula puede adoptarse la longitud neta de anclaje, es decir mayor que los valores  $0,3 * l_b$ ;  $10 \varnothing$ ;  $15 \text{ cm}$ , donde  $l_b$  es la longitud de anclaje por prolongación recta en posición I.

Si “ $v$ ” es superior a “ $h$ ”, la longitud de anclaje “ $l_b$ ”, se medirá desde una sección situada a la distancia “ $d$ ” del paramento del elemento que se cimentará (véase figura 24), pero, en todo caso, deberá extenderse de un extremo a otro de la zapata.

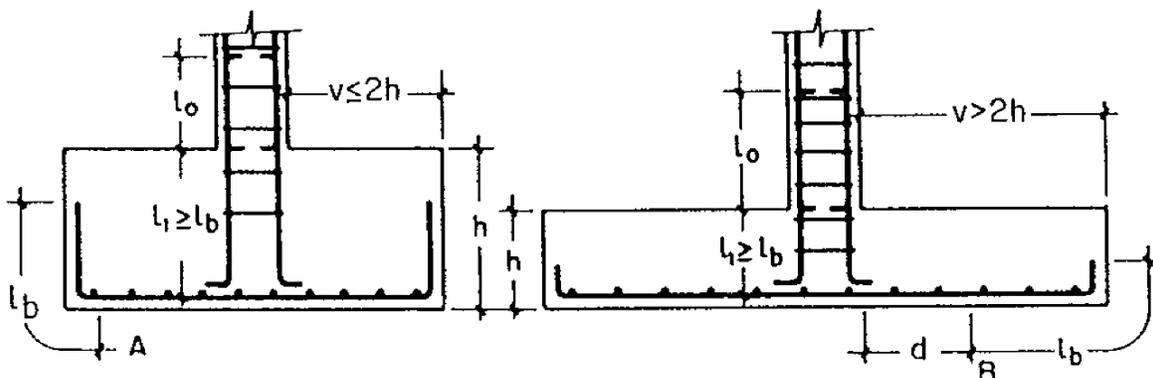


Figura 28. Anclaje de barras en zapatas rígidas y flexibles

Fuente: *Hormigón Armado* (Tomo I). 14va Edición. Pp. 512. Jiménez Montoya.

### 2.3.3.4.7.5. Efecto de cargas excéntricas.

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.

La fundación de columna exterior puede estar sujeta a una carga excéntrica. Si la excentricidad es grande, puede ocasionar el efecto de tracción sobre un lado de la fundación, por lo que es recomendable dimensionar la fundación de manera que la carga esté dentro del tercio central para de esta forma evitar esfuerzos de tracción en el suelo que teóricamente pueden ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{\text{Área}} \pm \frac{M \cdot x}{I}$$

Donde:

$$\text{Área} = A \cdot B$$

A, B = Lado largo y corto de la zapata respectivamente.

$$M = P \cdot e$$

P = Carga de servicio

E = Excentricidad

$$I = (B \cdot A)^3 / 12 \quad ; \quad X = \pm A/2$$

Reemplazando las expresiones anteriores en la ecuación se tiene:

$$q = \frac{P}{A \cdot B} \pm \frac{P}{A \cdot B} \cdot \frac{6e}{A} \quad \rightarrow \quad q = \frac{P}{A \cdot B} \left[ 1 \pm \frac{6e}{A} \right]$$

Tomando en cuenta estos aspectos, se desarrolla a continuación los diferentes casos de excentricidad en el que la carga puede actuar: en el centro, el núcleo central y fuera del núcleo central.

(a) En el caso de carga actuando con una excentricidad reducida  $e \leq a/6$  (resultante dentro del núcleo central se obtiene una distribución trapezoidal donde el esfuerzo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión.

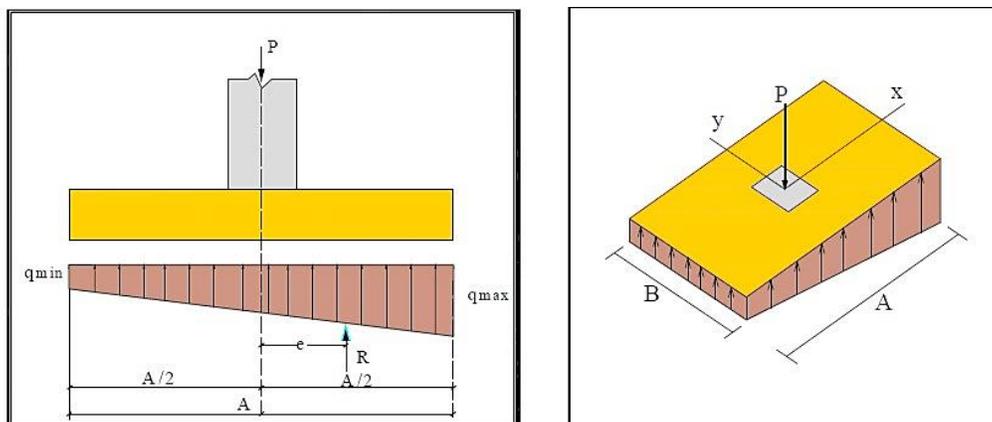


Figura 29. Caso de excentricidad reducida ( $e \leq A/6$ )

Fuente: Fundaciones I. Universidad Mayor de San Simón. Pp. 80. (2009).

Las presiones del suelo serán:

$$q_{max} = \frac{P}{A * B} \left[ 1 + \frac{6e}{A} \right] \quad ; \quad q_{min} = \frac{P}{A * B} \left[ 1 - \frac{6e}{A} \right]$$

Para este caso se tiene cumplir que:  $q_{m\acute{a}x} \leq q_{adm}$

(b) En el caso de carga con excentricidad elevada  $e > A/6$  (resultante fuera del núcleo central) Si la carga actúa fuera del tercio central se provocan esfuerzos de tracción en el lado opuesto de la excentricidad. Si el esfuerzo máximo debido a la carga P no excede el esfuerzo admisible neto, no se espera que se levante ese lado de la fundación y el centro de gravedad de la distribución triangular de esfuerzos portantes debe coincidir con el punto de acción de la carga P. Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{4 * P}{3 * B * (A - 2e)} \quad ; \quad q_{m\acute{i}n} = 0$$

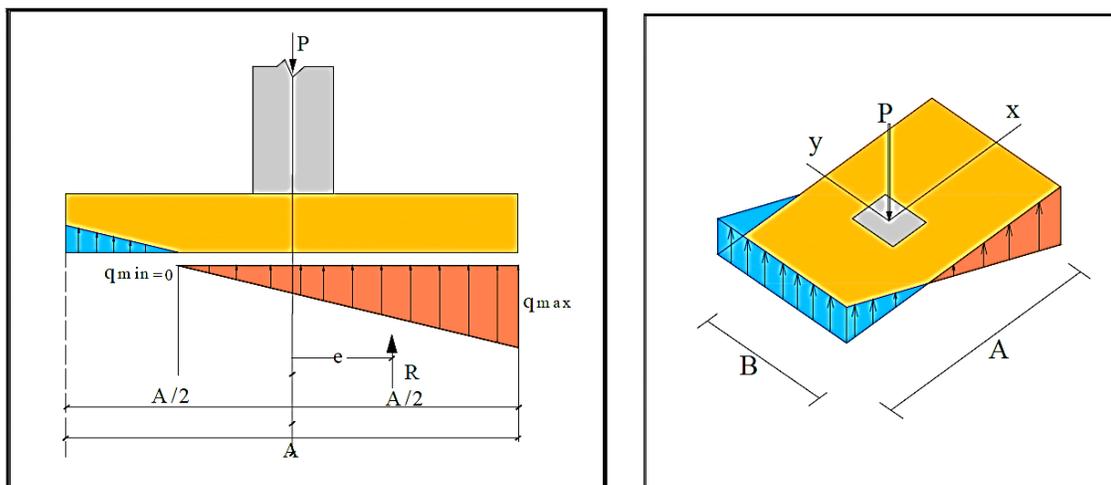


Figura 30. Caso de excentricidad elevada ( $e > A/6$ )

Fuente: Fundaciones I. Universidad Mayor de San Simón. Pp. 81. (2009).

### 2.3.3.5. Escalera de H° A°.

La escalera es uno de los recursos arquitectónicos que con más frecuencia se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos. Una escalera se compone de las siguientes partes:

- Peldaño: Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella”.
- Tramo: Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada meseta o rellano.
- Caja de escalera: Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de ojo de escalera.
- Arranque de escalera: Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo. El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm, mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm, aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 m.
- El Ancho o huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella está comprendida entre los 11 y 22 cm, siendo cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

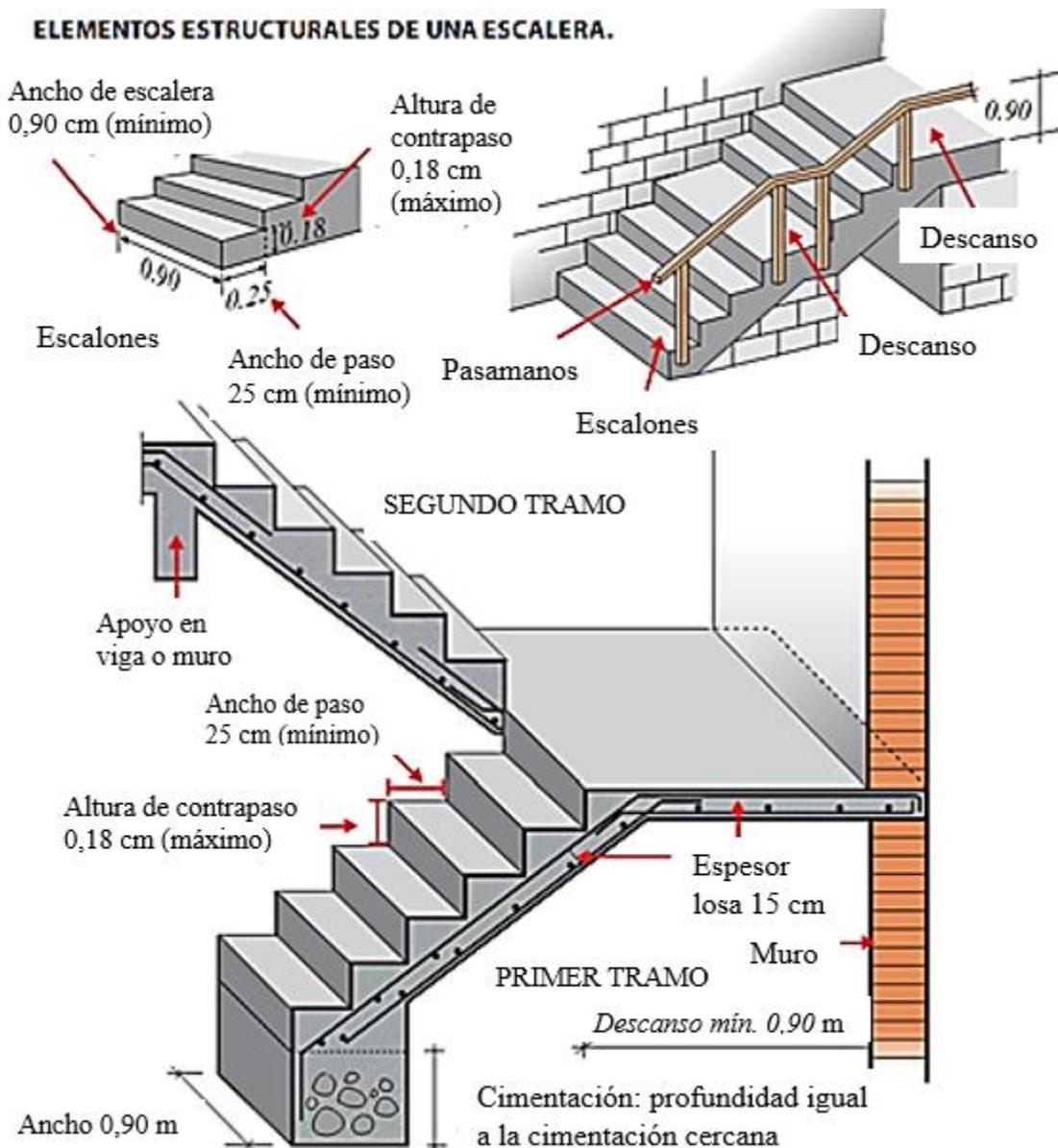


Figura 31. Elementos de una escalera

Fuente: <https://i.pinimg.com/736x/d8/0c/f2/d80cf2be5ce1f88bb51315d8e4f3f2ba--tangga-stairs.jpg>

#### 2.3.3.5.1. Diseño estructural.

El diseño se realizará con ayuda del software Cypecad (versión 2014) y la verificación de las armaduras se detallará en el punto 3.5 analizando a la estructura como un elemento lineal, sin embargo las consideraciones de carga que se tomarán en cuenta son las siguientes: Se considerarán valores de sobrecarga de uso de acuerdo a la *Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88. Acciones en la edificación"*, (véase tabla 6 en 2.1.3.2).

$$SC=300 \text{ kg/m}^2$$

## **2.4. ESTRUCTURAS METÁLICAS.**

### **2.4.1. Generalidades.**

Los elementos que componen las estructuras metálicas deben cumplir las siguientes condiciones.

- Rigidez: que la estructura no se deforme al aplicar las fuerzas sobre ella.
- Estabilidad: se refiere a la capacidad de una estructura de alcanzar un equilibrio mecánico cuando es sometida a diferentes acciones.
- Resistencia: que al aplicarle fuerzas, cada uno de los elementos que la forman sean capaces de soportar la acción a la que se verán sometidos, sin romperse o deformarse. Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo del acero, esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces, soportar cargas importantes, etc.

Al ser los elementos metálicos prefabricados se acortan los plazos de obra significativamente. La estructura característica es la de entramados con nudos articulados, con vigas simplemente apoyadas o continuas, con complementos singulares de celosía para arriostrar el conjunto.

Las propiedades del acero que interesan desde el punto de vista estructural son: la resistencia del material, su elasticidad, durabilidad, ductilidad, tensión de fluencia, las características tensión-deformación, módulo de elasticidad, etc. Otras ventajas del acero estructural son:

- (a) Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como soldaduras, tornillos y remaches.
- (b) Rapidez de montaje
- (c) Capacidad de laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- (d) Resistencia a la fatiga.
- (e) Re utilización posible después de desmontar la estructura.

Las estructuras trianguladas, comúnmente denominadas celosía, se emplean con frecuencia en la construcción de acero. Cuando la estructura triangulada presenta pendiente a dos aguas y se utilizan normalmente como sostén del cubrimiento de una nave de cualquier tipo, dicha estructura se denomina cercha.

La geometría de las estructuras trianguladas puede ser muy variada así como los diferentes perfiles o secciones de elementos que constituyen las barras de la estructura, pudiendo ser esta una estructura plana o espacial.

En función del tipo de enlace entre nudos de las estructuras trianguladas, estas pueden clasificarse en estructuras de nudos articulados y estructuras de nudos rígidos.

En el caso de estructuras de nudos rígidos, sometidas a cargas predominantemente estáticas, en la que la triangulación sea regular, se podrá considerar para la determinación de esfuerzos que aquellos están articulados en sus extremos, considerando que los posibles esfuerzos inducidos por la propia rigidez de los nudos son despreciables.

Las estructuras trianguladas construidas mediante soldadura son estructuras que tienen un alto grado de hiperestatismo interno. No obstante la experiencia y un análisis profundo del problema lleva a concluir que los esfuerzos de flexión que aparecen en este tipo de estructuras son pequeños y despreciables frente a los esfuerzos axiales que se presentan.

Para la comprobación de los elementos de las estructuras trianguladas se seguirá el mismo procedimiento que para cualquier elemento prismático, según especifica en capítulo IX de la Instrucción de Acero Estructural EAE (2011).

Según la teoría de análisis estructural, en una estructura triangulada de nudos articulados y cargas aplicadas en los nudos, los únicos esfuerzos existentes son los axiales de las barras. Según la EAE, si las barras cumplen las condiciones siguientes se considera que están sometidas sólo a un esfuerzo axial y los flectores son despreciables.

En el caso de estructuras trianguladas la hipótesis de nudos articulados puede considerarse satisfecha si la estructura presenta las siguientes características:

- (1) Los ángulos entre barras deben estar comprendidos entre  $20^\circ$  y  $150^\circ$ . Por ejemplo, suele ser importante en los apoyos de cerchas si estas tienen poca pendiente.
- (2) La relación entre la luz de la estructura y su canto no debe ser inferior a 6. A su vez, las barras de la estructura triangulada deben ser esbeltas
- (3) Sin excentricidad en uniones: los ejes de las barras en el nudo deberán cortarse en un único punto. En caso contrario, el flector provocado se considera en el cálculo. En muchas ocasiones, para facilitar el montaje, las uniones se hacen excéntricas
- (4) Las uniones no sean muy rígidas. Un nudo presenta más rigidez si se trata de una unión soldada frente a una unión articulada. Cuanto más y mayores cartelas, refuerzos, etc., se proyecten al diseñar un nudo, más rígido es.

## 2.4.2. Bases de cálculo.

### 2.4.2.1. Estados límite.

Se definen como estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para la que ha sido proyectada.

Se clasifican en:

- Estados límite últimos
- Estados límite de servicio

Los estados límite últimos, que son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura, se relacionan con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de: resistencia plástica, equilibrio, pandeo, fatiga, etc.

En cuanto a la resistencia plástica, este concepto se refiere a que cuando el esfuerzo en un punto de una estructura dúctil de acero alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura fluirá localmente permitiendo el reajuste de los esfuerzos en alguna medida. Es decir, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales; más bien esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y son capaces de absorber esfuerzos adicionales, gracias a la ductilidad del acero.

Los estados límite de servicio se relacionan con la funcionalidad, estética y durabilidad de la estructura y dependen de la función que ésta debe cumplir<sup>22</sup>.

En la comprobación de los estados límite últimos que consideran el colapso o rotura de una sección o elemento estructural, se debe satisfacer la condición:

$$R_d > E_d$$

Donde:

$R_d$  = Valor límite admisible para el estado límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, etc.)

$E_d$  = Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, etc.)

En la comprobación de estados límite de servicio se debe satisfacer la condición:

$$C_d > E_d$$

Donde:

$C_d$  = Valor de cálculo de la respuesta de la estructura.

---

<sup>22</sup> Jiménez Montoya P. (2000). *Hormigón Armado* 14va Edición. Pp. (215). Barcelona, España: Gustavo Gili S.A.

$E_d$  = Valor de cálculo del efecto de las acciones

#### 2.4.2.2. Valor de cálculo de las propiedades del material.

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales ( $R_d$ ) se obtienen dividiendo los valores característicos ( $R_k$ ) por un coeficiente parcial para la resistencia ( $\gamma_M$ ).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Los valores de los coeficientes parciales para la resistencia en la comprobación de estados límite últimos son los que se indican en la tabla siguiente.

Tabla 23. Coeficientes parciales para la resistencia, para estados límite últimos

|  |                    |
|--|--------------------|
| Resistencia de las secciones transversales.                        | $\gamma_{MO}=1,05$ |
| Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad      | $\gamma_{M1}=1,10$ |
| Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.   | $\gamma_{M2}=1,25$ |
| Resistencia de las uniones.  | $\gamma_{M2}=1,25$ |
| Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados: |                    |
| En estado límite último (Categoría C)                              | $\gamma_{M3}=1,25$ |
| En estado límite de servicio (Categoría B)                         | $\gamma_{M3}=1,10$ |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

#### 2.4.3. Acciones.

##### 2.4.3.1. Valor representativo de las acciones.

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la comprobación de los estados límite.

Una misma acción puede tener uno o varios valores representativos, según sea su tipo.

El valor representativo de una acción es su valor característico  $F_k$  o éste afectado por un coeficiente de simultaneidad:  $\Psi_1 * F_k$

Como valores característicos de las acciones se tomarán los indicados en las reglamentaciones de acciones vigentes.

En general para las acciones permanentes, el valor representativo es el valor característico.

Para las acciones variables, dependiendo del tipo de estructura y de las acciones que se consideren, pueden existir los siguientes valores representativos:

- Valor de combinación  $\Psi_0 * Q_k$ : Es el valor representativo de las acciones variables que actúan simultáneamente con otra acción variable, considerando esta como determinante, en las combinaciones poco probables.
- Valor frecuente  $\Psi_1 * Q_k$ : Es el valor representativo de la acción variable que sólo es sobrepasado durante periodos de corta duración respecto de la vida útil de la estructura.

- Valor cuasi-permanente  $\Psi_2 * Q_k$ : Es el valor representativo de la acción variable que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.

En general para las acciones accidentales, el valor representativo es el de valor característico.

Salvo que las reglamentaciones de acciones vigentes indiquen lo contrario, se adoptarán para los coeficientes  $\psi_i$  de simultaneidad los valores recogidos en las tablas siguientes:

Tabla 24. Coeficientes de simultaneidad para sobrecargas de uso en edificios

| Uso del elemento                 | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|----------------------------------|----------|----------|----------|
| Zonas residenciales y domesticas | 0,7      | 0,5      | 0,3      |
| Zona de oficinas                 | 0,7      | 0,5      | 0,3      |
| Zonas de reunión                 | 0,7      | 0,7      | 0,6      |
| Zonas comerciales                | 0,7      | 0,7      | 0,6      |
| Zonas de almacenamiento          | 1        | 0,9      | 0,8      |
| Cubiertas no accesibles          | 0        | 0        | 0        |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

Tabla 25. Coeficientes de simultaneidad para la acción de la nieve

| Clasificación                                   | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|----------|----------|----------|
| Edificios emplazados a una altitud $H > 1000$ m | 0,7      | 0,5      | 0,2      |
| Edificios emplazados a una altitud $H < 1000$ m | 0,5      | 0,2      | 0        |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

Tabla 26. Coeficientes de simultaneidad para la acción del viento

| $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|----------|----------|----------|
| 0,6      | 0,5      | 0        |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

#### 2.4.3.2. Valor de cálculo de las acciones.

Se define como valor de cálculo de una acción el obtenido como producto del valor representativo por un coeficiente parcial para la acción:

$$F_d = \gamma_f * \psi_i * F_k$$

Donde:

$F_d$  = Valor de cálculo de la acción  $F$

$\gamma_f$  = Coeficiente parcial para la acción considerada

Como coeficientes parciales para las acciones en las comprobaciones de estados límite últimos se adoptan valores de la tabla 27, siempre que las reglamentaciones correspondientes de acciones no establezcan otros criterios, en cuyo caso se adoptan estos últimos.

Tabla 27. Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos

| Tipo de acción                   | Situaciones persistentes o transitorias |                     | Situaciones accidentales |                     |
|----------------------------------|---|---------------------|--------------------------|---------------------|
|                                  | Efecto favorable                        | Efecto desfavorable | Efecto favorable         | Efecto desfavorable |
| Permanente                       | $\gamma_G=1,00$                         | $\gamma_G =1,35$    | $\gamma_G =1,00$         | $\gamma_G =1,00$    |
| Permanente de valor no constante | $\gamma_G^*=1,00$                       | $\gamma_G^*=1,50$   | $\gamma_G^*=1,00$        | $\gamma_G^*=1,00$   |
| Variable                         | $\gamma_Q=0$                            | $\gamma_Q =1,50$    | $\gamma_Q =0$            | $\gamma_Q =0$       |
| Accidental                       | -                                       | -                   | $\gamma_A=1,00$          | $\gamma_A =1,00$    |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

### 2.4.3.3. Combinaciones de acciones.

Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se consideran actuando simultáneamente para una comprobación determinada. La EAE establece, para cada combinación, la actuación siempre de las acciones permanentes (G), de una acción variable determinante ( $Q_{k,1}$ ) y de ninguna, una o varias acciones variables acompañantes ( $Q_{k,r} = Q_{k,i}$ ).

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con las siguientes expresiones:

En situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

En situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En situaciones n las que actúa la acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$  = Valor característico de las acciones permanentes

$Q_{k,j}$  = Valor característico de las acciones permanentes de valor constante

$Q_{k,1}$  = Valor característico de la acción variable determinante

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$  = Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante

$\Psi_{1,1} Q_{k,i}$  = Valor representativo frecuente de la acción variable determinante

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$  = Valor representativo cuasi-permanente de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante y la acción accidental, o con la acción sísmica.

$A_k$  = Valor característico de la acción accidental.

$A_{E,k}$  = Valor característico de la acción sísmica.

Según la EAE, se considera la actuación simultánea de las siguientes acciones:

- La suma de todas las acciones permanentes  $G$ , que actúan siempre, con un valor de cálculo  $\gamma_G \cdot G_k$ :
  - Cuando sea desfavorable respecto a la acción variable que se toma como principal, será  $\gamma_G = 1,35$ .
  - Cuando sea favorable será  $\gamma_G = 0,8$ .
- Para las acciones variables, el procedimiento en cada combinación de cargas es:
  - Una de las cargas variables es la principal, se considera con su valor característico  $Q_k$ . Es la acción variable determinante. Su valor de cálculo es  $Q_d = \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1}$
  - El resto de las acciones variables acompañan a la principal y se considera un valor menor que el característico, que es su valor representativo  $Q_{r0} = \psi_0 \cdot Q_k$ . Son las acciones variables acompañantes Su valor de cálculo es  $Q_d = \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$

#### **2.4.4. Cargas de diseño.**

El análisis de cargas de la cubierta metálica se detallará en el punto 3.3.1.

##### **2.4.4.1. Sobrecarga de mantenimiento.**

Se determinará el valor de sobrecarga de uso con base en la *Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88. Acciones en la edificación"* cuyos valores característicos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 28. Sobrecargas de uso

| Categoría de uso |  | Subcategorías de uso |   | Carga Uniforme (KN/m <sup>2</sup> ) | Carga concentrada (KN) |
|------------------|--|----------------------|---|-------------------------------------|------------------------|
| A                | Zonas residenciales  | A1                   | Viviendas y zonas de habitaciones , en hospitales y hoteles   | 2                                   | 2                      |
|                  |  | A2                   | Trasteros   | 3                                   | 2                      |
| B                | Zonas administrativas  |                      |   | 2                                   | 2                      |
| C                | Zonas de acceso al público (con la excepción de superficies pertenecientes a las categorías A,B y D. | C1                   | Zonas con mesas y sillas  | 3                                   | 4                      |
|                  |  | C2                   | Zonas con asientos fijos  | 4                                   | 4                      |
|                  |  | C3                   | Zonas sin obstáculos que impiden el libre movimiento de las personas , como vestíbulos de edificios públicos , administrativo, hoteles; salas de exposición en museos, etc. | 5                                   | 4                      |
|                  |  | C4                   | Zonas destinadas a gimnasios u otras actividades físicas.   | 5                                   | 7                      |
|                  |  | C5                   | Zonas de aglomeración (salas de concierto, estadios, etc.)  | 5                                   | 4                      |
| D                | Zonas comerciales  | D1                   | Locales comerciales   | 5                                   | 4                      |
|                  |  | D2                   | Supermercados, hipermercados o grandes superficies  | 5                                   | 7                      |
| E                | Zonas de tráfico y de aparcamiento par vehículos ligeros (peso total < 3 KN)                         |                      |   | 2                                   | 20 (1)                 |
| F                | Cubiertas transitables accesibles solo privadamente(2)   |                      |   | 1                                   | 2                      |
| G                | Cubiertas accesibles solamente para conservación   | G1                   | Cubiertas con inclinación inferior a 20 °   | 1                                   | 2                      |
|                  |  |                      | Cubierta ligera sobre correa (sin forjado)  | 0,4                                 | 1                      |
|                  |  | G2                   | Cubierta con inclinación mayor a 40° (*)  | 0                                   | 2                      |

(\*)Entre 20°- 40° interpolar entre 1 y 0 KN/m<sup>2</sup>

Fuente: *Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88 Acciones de la edificación"*

De acuerdo a la tabla 28, se considerará una sobrecarga de uso para una cubierta solo accesible para conservación de 0,80 KN/m<sup>2</sup> (el cálculo de la sobrecarga de uso se detalla en ANEXO 1. Análisis de cargas en la parte de cargas de cubierta).

#### 2.4.4.2. Carga de viento.

El cálculo de la carga de viento se realizará con base en la norma *NBE-AE/88. "Acciones en la edificación"* (Capítulo 5. *Acciones del viento*), procedimiento que se explicó en 2.1.3.3.

#### 2.4.4.3. Carga de granizo.

Las tormentas de granizo son precipitaciones en forma de hielo que están relacionadas con las tormentas eléctricas. Para que se presente una tormenta de granizo tienen que darse ciertas condiciones de temperatura, humedad y viento, por lo que normalmente estos fenómenos se

presentan durante los meses calurosos. En función de la cantidad y del tamaño del granizo, será la magnitud del posible daño.

Los daños que una tormenta de granizo puede ocasionar en los bienes y las construcciones hechas por el hombre son debidos principalmente a dos causas: El impacto producido por el propio granizo La acumulación del material<sup>23</sup>.

En Bolivia no existe un reglamento de construcciones de alcance nacional sino que son los municipios los encargados de generar los códigos o reglamentos locales atendiendo a los peligros específicos de la zona y a las prácticas constructivas.

Se recopilan las siguientes disposiciones de algunas normativas:

- (a) De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la carga de granizo “S” se determina por la siguiente formulación:

$$S = \rho_s * H_s$$

Donde:

$\rho_s$ = Peso específico del granizo (en defecto 1000 kg/m<sup>3</sup>)

$H_s$ =Altura de acumulación del granizo (m)

Para cubiertas con pendientes menores del 15%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 0,50 KN/m<sup>2</sup>.

Para cubiertas con pendientes menores del 5%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 1,0 KN/m<sup>2</sup>.

- (b) Las disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) en lo que corresponde a granizo, establece que se deberá considerar una carga de granizo de 0,3 KN (30 kg) por metro cuadrado de superficie proyectada horizontalmente, aplicada de manera concentrada en los puntos más bajos de los valles en techos con inclinación mayor al 5%, ó bien una carga distribuida de 1,0 KN/m<sup>2</sup> (100 kg/m<sup>2</sup>).

- (c) Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente:

En los municipios o distritos donde la carga de granizo “G” debe tenerse en cuenta, su valor es (1 KN/m<sup>2</sup>), para cubiertas cuyo valor de inclinación sea mayor a 15°, este valor puede reducirse a 0,50 KN/m<sup>2</sup>.

---

<sup>23</sup> Efecto del granizo en estructuras y modelos de estimación de daños. En línea disponible en: [http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_14/te\\_08/ar\\_10.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_14/te_08/ar_10.pdf) Fecha de consulta:(29/02/19)

#### 2.4.4.3.1. Estudios realizados en Bolivia.

Se realizó el cálculo de la densidad del granizo para sucre en fechas Febrero (Año 2017) alcanzando una densidad de  $700 \text{ kg/m}^3$ , y también se verificó la altura que el granizo podía alcanzar en una superficie plana alcanzando y pasando los 30 cm de altura.

Tabla 29. Sobrecarga de granizo para cubierta

| Sobrecarga de granizo para cubierta | Q= Carga Diseño ( $\text{kg/m}^2$ ) | Altura en (m)= Q/D |
|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| Norma Ecuador                       | 60                                  | 0,07               |
| Carga de diseño                     | 80                                  | 0,09               |
| Carga mínima recomendada (SIB)      | 140                                 | 0,15               |
| Carga máxima recomendada (SIB)      | 250                                 | 0,27               |
| Carga eventos extremos              | 350                                 | 0,38               |

Fuente: <https://edoc.site/practica-2-y-3-cargas-de-granizo-pdf-free.html>

Actualmente las normas de diseño para Sucre según la SIB son las que se muestran en la tabla anterior con una carga mínima de diseño de  $140 \text{ kg/m}^2$  y una carga máxima de  $250 \text{ kg/m}^2$  las dos respectivamente para granizo. Sin embargo no se posee una norma base para el diseño con cargas de granizo.

Se realizó una propuesta para estimar la carga de granizo, la ecuación que determina la carga de granizo nace de una variación inversamente proporcional a la pendiente de la cubierta, es decir que para una pendiente de  $45^\circ$  no se acumula granizo, pero para una pendiente correspondiente a  $0^\circ$  hay una acumulación de granizo del 100 % en proyección horizontal, sin embargo, con el pasar del tiempo y lo evidenciado en el colapso de estructuras en Bolivia con pendientes mínimas de  $15^\circ$ , se ha decidido considerar que con una pendiente de  $15^\circ$  se considere una acumulación total de granizo, una variación lineal para pendientes de  $15^\circ$  hasta  $60^\circ$ , y prácticamente no existiría cargas de granizo para una pendiente mayor a  $60^\circ$ <sup>24</sup>.

<sup>24</sup> Carga de granizo en Bolivia. En línea disponible en: <https://es.scribd.com/document/388073107/PROPUESTA-CARGA-GRANIZO-BOLIVIA-pdf> Fecha de consulta (29/02/19)

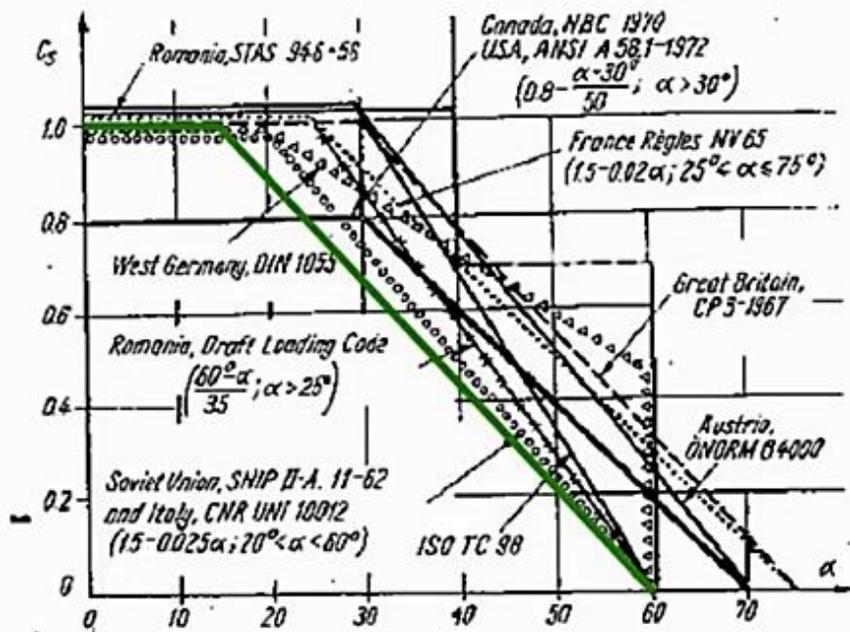


Figura 32. Cargas para hielo granizo según varios reglamentos

Fuente: <https://es.scribd.com/document/388073107/PROPUESTA-CARGA-GRANIZO-BOLIVIA-pdf>

Con respecto a la variación de carga de granizo tomando en cuenta la influencia del ángulo se propone la siguiente ecuación que abarca pendientes:

$$q_g = \gamma_g * e * C_s$$

Donde:

$q_g$  = Carga de granizo ( $\text{kg/m}^2$ )

$\gamma_g$  = Peso específico del granizo ( $900 \text{ kg/m}^3$ )

$C_s$  = Factor de corrección por pendiente de cubierta.

$e$  = Proyección del granizo en proyección horizontal según la región (m)

Las ecuaciones que gobiernan el factor de corrección ( $C_s$ ) son:

$$C_s \begin{cases} 1 \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 15^\circ \\ \frac{60^\circ - \alpha}{45^\circ} \rightarrow 15^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \\ 0 \rightarrow \alpha > 60^\circ \end{cases}$$

Donde:

$\alpha$  = Ángulo de cubierta ( $^\circ$ )

## 2.4.5. Diseño de elementos.

### 2.4.5.1. Elementos sometidos a tracción.

Es común encontrar elementos sometidos a tensión en armaduras de techos, la selección de un perfil para usarse como elemento a tracción es uno de los problemas más sencillos, debido a que no existe el problema del pandeo, solo se necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el elemento y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección

transversal efectiva necesaria. Luego se selecciona una sección de acero que satisfaga esta área. Los elementos a tracción pueden consistir en canales, secciones W o S, o en secciones armadas en base a ángulos, canales y placas.

Según las disposiciones de EAE-2011, el valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción “ $N_{ed}$ ” deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Donde:

$N_{Ed}$  = Valor de cálculo del esfuerzo axial.

$N_{t,Rd}$  = Resistencia de cálculo de la sección a tracción.

En el caso de secciones con agujeros, deber tomarse como valor de la resistencia a tracción  $N_{t,Rd}$  el menor de los siguientes valores:

- La resistencia plástica de cálculo de la sección bruta  $N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Donde: } \gamma_{M0} = 1,05 \text{ (véase tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

- La resistencia última de cálculo de la sección transversal neta:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,90 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{Donde: } \gamma_{M0} = 1,25 \text{ (véase tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- (1) Se obtiene la fuerza de tracción del elemento de la mayor combinación de cargas, denominada carga última o carga requerida  $N_{ed}$ .
- (2) Se determina el área del perfil: El cálculo del área mínima requerida se determina con la ecuación de resistencia a tracción :

$$A_{min} = \frac{N_{ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}}$$

Se asume una sección con área igual o mayor a la calculada ( $A_g > A_{min}$ ).

- (3) Se determina el área efectiva del perfil asumido ( $A_e$ ).
- (4) Se calculan la resistencia de cálculo de la sección bruta ( $N_{pl,Rd}$ ) y la resistencia última de cálculo de la sección transversal neta ( $N_{u,Rd}$ ):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad N_{u,Rd} = \frac{0,90 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$$

- (5) Se elige el menor valor obtenido en (4).
- (6) Se debe verificar que se cumplan la siguiente condición:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Donde:

$f_y$  = Resistencia característica del material.

$\gamma_{MO}$  = Coeficiente parcial para la resistencia (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

$A_n$  = Área neta de la sección ;  $A_e$  = Área efectiva

$A$  = Área bruta de la sección ;  $A_{mín}$  = Área mínima requerida

### 2.4.5.2. Elementos sometidos a compresión.

Se refiere a aquellas piezas cuyo único esfuerzo es el de compresión, pudiendo despreciarse la existencia de momentos flectores por reducirse al mínimo.

El valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión “ $N_{Ed}$ ” deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Donde:

$N_{Ed}$  = Valor de cálculo del esfuerzo axial.

$N_{c,Rd}$  = Resistencia de cálculo de la sección a compresión.

La resistencia de cálculo de la sección para un esfuerzo axial de compresión  $N_{c,Rd}$  se obtendrá mediante las siguientes expresiones:

$$N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{MO}} \quad ; \quad \text{Donde: } \gamma_{MO} = 1,25 \text{ (véase tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

No se descontarán los agujeros de los tornillos siempre que estos estén ocupados por tornillos, exceptuando los casos de agujeros sobredimensionados o alargados.

#### 2.4.5.2.1. Estado Límite de inestabilidad.

La resistencia de cálculo a pandeo de un elemento sometido a compresión se determina del siguiente modo:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Donde: } \gamma_{M1} = 1,05 \text{ (véase tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

Donde:

$\chi$  = Coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado.

Para la determinación de  $A$  y  $A_{ef}$ , no es necesario contabilizar los agujeros para tornillos en los extremos del elemento.

Para elementos con sección transversal constante sometidos a un esfuerzo axial de compresión de valor constante, el valor de  $\chi$  para a esbeltez adimensional se determinará conforme a:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{siendo } \chi \leq 1,0$$

Siendo:

$$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  = Coeficiente de imperfección

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}}$$

Donde:

$N_{cr}$  = Esfuerzo axial crítico elástico para el modo de pandeo considerado, obtenido con las características de la sección transversal bruta.

Según EAE:

- Las piezas cortas tienen valores de  $\bar{\lambda}$  pequeños. Cuando es menor a 0,2 no se considera el pandeo.

- No se consideran valores elevados de esbeltez reducida superiores a 2 en piezas principales.

El valor del coeficiente de imperfección  $\alpha$  para cada una de las curvas de pandeo se obtendrá de la siguiente tabla:

Tabla 30. Coeficiente de imperfección elástica  $\alpha$

| Curva de pandeo     | $a_0$ | a    | b    | c    | d    |
|---------------------|-------|------|------|------|------|
| Valores de $\alpha$ | 0.13  | 0.21 | 0.34 | 0.49 | 0.76 |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

Los valores del coeficiente de reducción  $\chi$ , en función de la esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}$ , pueden obtenerse también a partir de la figura 33.

La elección de la curva de pandeo para cada sección transversal se obtiene de la tabla 31.

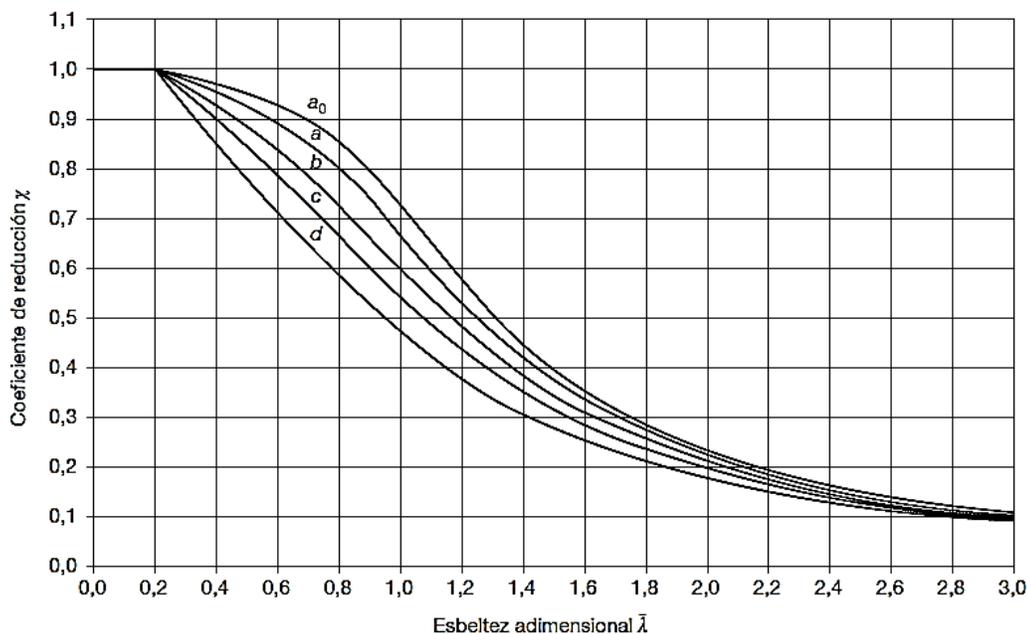
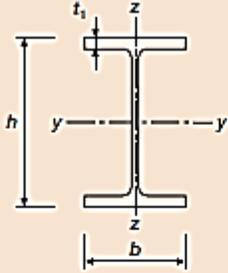
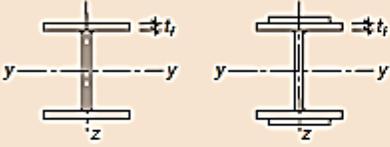
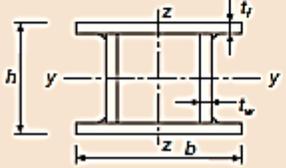
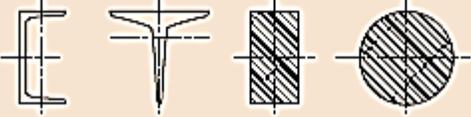


Figura 33. Curvas de pandeo

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

Tabla 31. Elección de las curvas de pandeo

| Sección transversal   | Límites   | Pandeo alrededor del eje          | Curva de pandeo                  |                |                                  |
|---|---|-----------------------------------|----------------------------------|----------------|----------------------------------|
|   |   |                                   | S 235<br>S 275<br>S 355<br>S 420 | S 460          |                                  |
| Secciones de perfiles laminados<br>                | $h/b > 12$  | $t_f \leq 40$ mm                  | Y-Y<br>Z-Z                       | a<br>b         | a <sub>0</sub><br>a <sub>0</sub> |
|   |   | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm | Y-Y<br>Z-Z                       | b<br>c         | a<br>a                           |
|   | $h/b \leq 12$   | $t_f \leq 100$ mm                 | Y-Y<br>Z-Z                       | b<br>c         | a<br>a                           |
|   |   | $t_f > 100$ mm                    | Y-Y<br>Z-Z                       | d<br>d         | c<br>c                           |
| Secciones de vigas en I armadas soldadas<br>       | $t_f \leq 40$ mm  | Y-Y<br>Z-Z                        | b<br>c                           | b<br>c         |                                  |
|   | $t_f > 40$ mm   | Y-Y<br>Z-Z                        | c<br>d                           | c<br>d         |                                  |
| Secciones de perfiles huecos<br>                   | Acabados en caliente  | Cualquiera                        | a                                | a <sub>0</sub> |                                  |
|   | Conformados en frío   | Cualquiera                        | c                                | c              |                                  |
| Secciones de vigas en cajón armadas soldadas<br> | En general (excepto caso recuadro inferior)                   | Cualquiera                        | b                                | b              |                                  |
|   | Soldadura gruesa $a > 0,5t_f$<br>$b/t_f < 30$<br>$h/t_w < 30$ | Cualquiera                        | c                                | c              |                                  |
| Secciones de perfiles en U, en T y macizas<br>  |   | Cualquiera                        | c                                | c              |                                  |
| Secciones de perfiles angulares<br>              |   | Cualquiera                        | b                                | b              |                                  |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

El criterio de comprobación de la EAE es el índice resistente a pandeo:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A_{ef} * f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi * A * f_{yd}} \leq 1$$

- Una pieza verifica la condición de pandeo cuando el axil de cálculo provocado por las cargas no sobrepasa la resistencia a pandeo de la pieza:  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$

- El significado del coeficiente de pandeo  $\chi$  es que disminuye la resistencia de cálculo de la sección por efecto del pandeo. La pieza en lugar de resistir  $f_{yd}$  resiste una tensión aparentemente de valor  $\chi \cdot f_{yd} \leq f_{yd}$ . En realidad, esa tensión es la originada por el axil sin pandeo, el resto es

la tensión que provocan las imperfecciones de todo tipo analizadas en apartados anteriores. La expresión equivalente es:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * N_{pl}} \leq 1$$

Dónde:  $N_{pl}$  = Es el máximo axil que puede soportar la viga si el pandeo no tuviera lugar, todas las fibras alcanzarían  $f_{yd}$ . Es el axil de plastificación. Con esta expresión sencilla relacionamos plasticidad y pandeo. Una barra a tracción o a compresión pero muy poco esbelta, sin pandeo, sería  $N_{Ed} / N_{pl} \leq 1$

### **2.4.5.3. Diseño de correas.**

#### **2.4.5.3.1. Cálculo de acciones.**

Las cargas permanentes y variables no pueden sumarse algebraicamente, ya que el viento  $V$ , normal a la cubierta inclinada, no tiene la misma dirección que las cargas gravitatorias verticales. Será necesario sumarlas vectorialmente, mediante sus componentes referidas a un sistema de ejes común.

Si el perfil pre dimensionado para la correa no es el adecuado, un cambio de perfil afecta muy poco a la previsión de cargas realizada, y los esfuerzos casi no variarán.

Se recuerda que no se incluyen acciones que se aplican más abajo de ellas, como el peso de las cerchas ni la del falso techo.

#### **2.4.5.3.2. Cálculo de esfuerzos.**

El modelo es una viga (continua o biapoyada), cargada uniformemente en todos los vanos. Será suficiente con obtener el momento flector máximo a partir del diagrama de momentos de la viga, ya que la sección es constante.

Las cargas gravitatorias no coinciden con los ejes principales ( $y$ ,  $z$ ) de la sección. La presión del viento sigue la dirección negativa del eje  $z$  de la sección. Este tipo de flexión se denomina flexión esviada.

Gravitatorias:

- Flexión en el plano perpendicular a la cubierta:  $M_y = M_{m\acute{a}x} * \cos\alpha$
- Flexión en el plano paralelo a la cubierta:  $M_z = M_{m\acute{a}x} * \sen\alpha$

Viento:

- Flexión en el plano perpendicular a la cubierta:  $M_y, V_2 = M_{m\acute{a}x}, V_2$

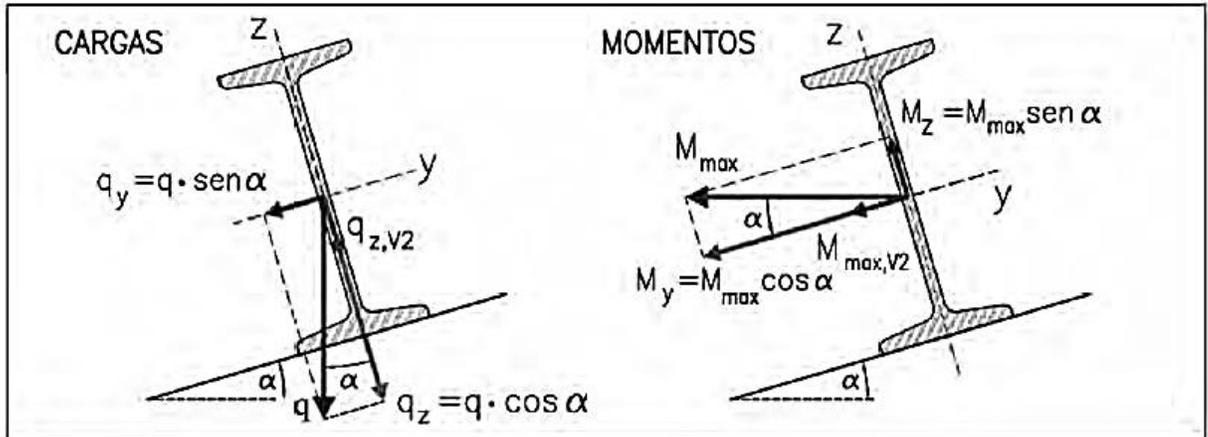


Figura 34. Flexión esviada en correas de cubierta.

Fuente: Estructura de acero según EAE

En la figura 34 se observan dos representaciones de la flexión esviada que son equivalentes. En la primera se ha descompuesto la carga vertical o gravitatoria en dos componentes, una normal a la cubierta  $q_z$  y otra en su plano  $q_y$ .

La componente normal a la cubierta provoca el momento  $M_y$  y la componente contenida en el plano de la cubierta ocasiona el momento  $M_z$ . Este último aumenta según crece la pendiente, pero es pequeña para cubiertas de poca inclinación, como es habitual en naves.

#### 2.4.5.3.3. Comprobación de resistencia.

Se utiliza la expresión general de comprobación de resistencia de la EAE (2011), que para la flexión esviada ( $N_{Ed} = 0$ ) es:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{y,y} * f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{y,z} * f_{yd}} \leq 1 \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

Donde:

$W_{y,y}$ ,  $W_{y,z}$  = Es el módulo de sección, respecto del eje Y y Z.

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ , = Momentos flectores en la dirección considerada.

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del material.

$f_y$  = Resistencia característica del material.

$\gamma_{MO}$  = Coeficiente parcial para la resistencia (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

#### 2.4.5.3.4. Comprobación de flecha

Se realiza para justificar una correcta apariencia de la cubierta (no apreciar flechas excesivas).

Para los materiales habitualmente utilizados no existe peligro de deterioro o falta de integridad del cerramiento, ya que son materiales dúctiles y muy deformables.

- Las acciones deben ser características, es decir, en situación de servicio (ELS) no se mayoran ( $\gamma_F = 1$ ). Sólo es necesario multiplicar las acciones variables acompañantes por su factor de simultaneidad  $\Psi_0$ .
- Se debe calcular la flecha en cada dirección, al tratarse de flexión esviada. La flecha tiene dos componentes, según el plano normal a la cubierta  $f_z$  y paralela a la misma  $f_y$ . Estas componentes se suman vectorialmente con la expresión:

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}$$

Se pueden utilizar las expresiones para el cálculo de la flecha en el centro del vano que figuran en prontuarios de Resistencia de Materiales.

Según EAE para vigas simples de sección constante de canto  $h$  y luz  $l$ , la deflexión vale:

$$f(mm) \cong \alpha * \frac{\sigma \left( \frac{kg}{mm^2} \right) * L^2(m^2)}{h(cm)}$$

Donde:

$\sigma$ =Tensión máxima provocada por el máximo flector característico (no mayorado). Para cada flector  $M_y$ ,  $M_z$ , se obtiene:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_{el,y}} \quad ; \quad \sigma_z = \frac{M_z}{W_{el,z}}$$

$W_{el,y}$ ,  $W_{el,z}$ =Momentos resistentes elásticos según  $y$  y según  $z$ .

$L$ = Luz de la correa.

$h$ = Canto o altura de la correa en la misma dirección que el plano de flexión

$\alpha$ = Coeficiente que depende de la clase de sustentación y del tipo de carga.

Para una viga biapoyada o continua sometida a carga uniforme vale:

Tabla 32. Coeficiente  $\alpha$  según números de vanos

| Coeficiente $\alpha$ según número de vanos |      |      |      |               |
|--|------|------|------|---------------|
| 1  | 2    | 3    | 4    | 5 o más vanos |
| 1.00                                       | 0.42 | 0.53 | 0.50 | 0.51          |

Fuente: Instrucción de Acero Estructural (EAE-2011)

Se comprueba la flecha con la condición que debe ser inferior a  $L/200$  ( $L$ : luz de la correa).

Los perfiles metálicos utilizados en las correas generalmente son los perfiles C (canales), y U (Costaneras).

#### 2.4.6. Verificación a cortante.

Según las disposiciones de EAE-2011 el valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{Ed}$  deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Donde:

$V_{Ed}$  = Valor de cálculo de esfuerzo cortante

$V_{c,Rd}$  = Resistencia de cálculo de la sección a cortante

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{MO}}$$

Donde:

$A_v$  = Área transversal de cortante

$f_y$  = Límite elástico del acero

$\gamma_{MO}$  = Coeficiente parcial de seguridad del material

$$A_v = 2 * d * t_w$$

Siendo:

$d$  = Altura del alma

$t_w$  = Espesor del alma

## **2.5. EJECUCIÓN DEL PROYECTO.**

### **2.5.1. Especificaciones Técnicas.**

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos, etc.

En el caso de la realización de estudios o construcción de obras, éstas 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 trabajos en general y de los acabados en particular.

Las Especificaciones Técnicas pueden dividirse en generales y específicas.

#### **2.5.1.1. Especificaciones Técnicas Generales.**

Las Especificaciones Técnicas Generales definen los grandes rubros de la obra, detallando la forma como se ha previsto su ejecución. Los temas tratados en las Especificaciones Técnicas Generales son:

- Trabajos preliminares, como por ejemplo: implementación del campamento de obras, señalización de la obra, limpieza y desbroce del área de trabajo, replanteo de las estructuras, etc.
- Movimientos de tierra, como: excavaciones, mecánicas o manuales, rellenos con o sin compactación, con materiales seleccionados o no, etc.
- Hormigones, ya sea armado o no, aquí se define, para cada caso, la calidad de los agregados finos, medianos y gruesos, el tipo de cemento que se requiere usar, algunas veces se

especifica también su origen, la calidad del agua a ser usada y los tratamientos que se le deberán dar a los diversos tipos de hormigón. Se definen los tipos de encofrado a ser utilizados, las tolerancias aceptables en cuanto a la localización de la estructura y a sus medidas. Se define el tipo y calidad del acero para las armaduras, etc.

### **2.5.1.2. Especificaciones Técnicas Particulares.**

Las especificaciones técnicas particulares completan y detallan las especificaciones técnicas generales y cubren los siguientes ítemes:

- **Definición:** Donde se describe en forma concisa a que ítem de la obra o estructura se refieren las especificaciones.
- **Materiales y herramientas:** Utilizados para ejecutar la tarea específica.
- **Procedimiento de ejecución:** Donde se describe la forma en que debe ejecutarse este rubro de la obra.
- **Medición:** Donde se describe con precisión como se efectuará la medición de este rubro, una vez ejecutado para proceder al pago correspondiente.
- **Forma de pago:** Donde se detalla cómo será pagado el ítem<sup>25</sup>.

### **2.5.2. Análisis de Precios unitarios y Presupuesto General.**

#### **2.5.2.1. Análisis de Precios Unitarios.**

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros: costo de materiales, costo de mano de obra, costo de equipos, maquinaria y herramientas, gastos generales y administrativos, utilidad, e impuestos.

- **Gasto general:** En este rubro existen los gastos directos e indirectos, se debe tener presente que los gastos generales no son un porcentaje de algo, sino que se expresa como tal, solamente como un artificio matemático para distribuir el gasto en cada uno de los ítemes que componen el proyecto. Su aplicación es válida porque en la certificación del avance del proyecto se realiza a través de la medición de volúmenes de cada ítem multiplicado por su precio unitario. Son gastos no incluidos en los costos directos y son muy variables, dependiendo de aspectos como el lugar donde se debe realizar la obra. Así, por ejemplo, las obras locales tienen gastos

---

<sup>25</sup> Especificaciones Técnicas. En línea disponible en:  
[https://es.m.wikipedia.org/wiki/Especificaciones\\_t%C3%A9cnicas](https://es.m.wikipedia.org/wiki/Especificaciones_t%C3%A9cnicas) Fecha de consulta (1 / 03/ 18)

generales más bajos que las que están ubicadas en el área rural. También es obvio que una empresa constructora grande tiene gastos generales mayores que los de una pequeña.

Entonces, depende de cada empresa constructora determinar el porcentaje de gastos generales para cada una de sus obras.

Con fines de cálculo se considerará este valor como el 10% del total de costo de material, mano de obra, equipo y herramientas.

- **Utilidad:** Las utilidades deben ser calculadas con base en la política empresarial de cada empresa, el mercado de la construcción, la dificultad de ejecución de la obra y su ubicación geográfica (urbana o rural). Para fines de cálculo se toma como base entre 5 y 10% del costo sub total, que resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.
- **Impuestos:** En lo que se refiere a los impuestos, se considera 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 del 13% 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 del 3% sobre el monto de la transacción del contrato de obra.

#### **2.5.2.2. Presupuesto General de la Obra.**

El presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser terminada, su exactitud dependerá del desglose de los componentes que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado por una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil evaluación, mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista. El presupuesto en construcción es una herramienta que tiene por objeto determinar anticipadamente el costo de la ejecución material de una obra.

La elaboración del presupuesto se realiza con base en los planos y las especificaciones técnicas del proyecto, se elaboran los cómputos de los trabajos a ejecutar, se hacen los análisis de precios unitarios de los diversos ítems y se establecen los valores parciales de los capítulos en que se los agrupan para así obtener el valor total de la obra. Se debe indicar la fecha en la que se hace el presupuesto estimativo en caso que haber proyecciones de costos en el tiempo<sup>26</sup>.

---

<sup>26</sup> *Presupuesto de Obra.* En línea disponible en: <http://www.cuevadelcivil.com/2010/06/presupuesto-de-obra.html?m=1>. Fecha de consulta ( 01/03/18)

### **2.5.3. Cronograma de ejecución del proyecto.**

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

El cronograma se representará gráficamente mediante el diagrama de Gantt, donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo, pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir, una tras otra.

El diagrama de Gantt es un gráfico donde las unidades de obra (partidas) resultantes de las mediciones y del presupuesto vienen representadas con una barra cuya longitud representa la duración temporal prevista para la ejecución. El diagrama debe reportar las cantidades parciales y progresivas que se preveen pagar durante el período de referencia.

## CAPÍTULO II

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

#### 3.1. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN TÉCNICA.

El diseño estructural se realizará con base en información básica proporcionada por la entidad promotora del proyecto como: ubicación del lugar de emplazamiento, planos arquitectónicos, estudio de suelos, y levantamiento topográfico.

##### 3.1.1. Estudio de Suelos.

El estudio de suelos fue realizado por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo. En la determinación de la capacidad portante del suelo se realizaron ensayos en dos pozos de exploración con equipo para ensayos normales de penetración (SPT), previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones fue de 2,15 m (véase ANEXO 3).

Tabla 33. Características de los sondeos SPT y tipo de suelo.

| <b>Sondeo S.P.T.</b> | <b>Profundidad Ensayo (m)</b> | <b>Humedad Natural (%)</b> | <b>Tipo de suelo encontrado (AASHTO) a profundidad de ensayo</b>                             |
|----------------------|-------------------------------|----------------------------|--|
| Pozo 1               | 1,70 - 2,15                   | 7,68                       | Suelo limoso, presenta poca plasticidad y una densidad compacta A-4                          |
| Pozo 2               | 1,55 - 2,00                   | 8,85                       | Fragmentos de piedra , grava y arena, presenta poca plasticidad y una densidad compacta A-1b |

Fuente: Informe Geotécnico-Consultora EOLO S.R.L.

Tabla 34. Capacidad portante del suelo (Ensayo de Penetración Normal)

| <b>Sondeo S.P.T.</b> | <b>Profundidad Ensayo (m)</b> | <b>N Nro. golpes</b> | <b><math>\sigma_n</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b><math>\sigma_{adm}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b> |
|----------------------|-------------------------------|----------------------|--|--|
| Pozo 1               | 1,70 - 2,15                   | 31                   | 2,35   | 2  |
| Pozo 2               | 1,55 - 2,00                   | 28                   | 3  | 2,5  |

Fuente: Informe Geotécnico -Consultora EOLO S.R.L.

Tabla 35. Datos generales del suelo.

| <b>Resultados</b>               | <b>Pozo 1</b> | <b>Pozo 2</b> |
|---------------------------------|---------------|---------------|
| Límite Líquido (%)              | 18,49         | 18,92         |
| Límite Plástico (%)             | 14,48         | 13,71         |
| Índice de Plasticidad (%)       | 4,01          | 5,22          |
| (%) que pasa por el tamiz N°10  | 91,48         | 38,8          |
| (%) que pasa por el tamiz N°40  | 74,8          | 32,3          |
| (%) que pasa por el tamiz N°200 | 45,6          | 17,3          |

Fuente: Informe Geotécnico - Consultora EOLO S.R.L.

### 3.1.1.1. Verificación de clasificación de suelo.

El estudio de suelo fue proporcionado por el Gobierno Municipal de Bermejo y se realizará la verificación de la clasificación del suelo en función de los ensayos de laboratorio que se presentan en tabla 34.

La clasificación de suelo proporcionada corresponde al sistema de clasificación AASHTO, por tanto, se utilizará la tabla de clasificación de éste sistema (Véase ANEXO 4)

#### POZO 1:

(%) que pasa por el tamiz N°200 > 35% → Material limo arcilloso  
45,6% > 35% (CUMPLE)

- Para suelo A-4, A-5, A-6, A-7:  
Porcentaje mín. de material que pasa el tamiz N°200=35%→45,6%>35% (Cumple)
- Para suelo A-4 y A-5:  
Índice de plasticidad máximo =10 →  $10 \geq I_p = 4,01$  (Cumple)
- Para suelo A-4:  
Límite líquido máximo= 40 →  $40 \geq LL = 18,49$  (Cumple)  
Índice de grupo máximo =8 →  $8 \geq IG = 2$  (Cumple)

*La muestra del pozo 1 se clasifica como suelo A-4 (suelo limoso no plástico o moderadamente plástico, es un terreno de fundación regular y en función al número de golpes obtenido en el ensayo de SPT, es un suelo compacto por tanto la clasificación dada en el estudio de suelos, es correcta.*

#### POZO 2

(%) que pasa por el tamiz N°200 < 35% → Material Granular  
17,3 % < 35% (CUMPLE)

- Para suelo A-1, A-3, A-2:  
Porcentaje máx. de material que pasa el tamiz N°10 =50 → 50 % > 38,8 % (Cumple)
- Para suelo A-1b y A-2:  
Porcentaje máx. de material que pasa el tamiz N°40 = 50 → 50 % > 32,3 % (Cumple)  
Porcentaje máx. de material que pasa el tamiz N°200=25 → 25 % > 17,3 % (Cumple)
- Para suelo A-1-b, A-2-4, A-2-5:  
Índice de plasticidad máximo =10 →  $10 \geq I_p = 5,22$  (Cumple)
- Para suelo A-1-b:  
Límite líquido máximo= 40 →  $40 \geq LL = 18,92$  (Cumple)  
Índice de grupo máximo =0 →  $0 \geq IG = 0$  (Cumple)

*La muestra del pozo 2 se clasifica como suelo A-1-b (suelo con fragmentos de grava y arena, es un terreno de fundación de excelente a bueno y en función al número de golpes obtenido en*

*el ensayo de SPT, es un suelo de densidad compacta), por tanto la clasificación dada en el estudio de suelos, es correcta.*

### **3.1.1.2. Clasificación del suelo con el sistema unificado (SUCS).**

Debido a que el sistema de clasificación utilizado en el informe geotécnico corresponde al sistema AASHTO, cuya aplicación es esencialmente para la construcción de carreteras, se establecerá la comparación con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), cuya aplicación no presenta restricciones de ningún tipo y su uso es más aplicado a edificaciones. Ambos sistemas están basados en los mismos ensayos de laboratorio, como la distribución del tamaño de partículas, límite plástico y límite líquido, con la diferencia de que cada sistema adopta distintos valores como límites entre los tipos de suelo.

En función de los resultados de la tabla 35, se clasificará el suelo en función al sistema SUCS, por tanto se utilizará la tabla de clasificación de este sistema (véase ANEXO 4).

#### **POZO 1**

(%) que pasa por el tamiz N°200 < 50 % → *Material Grueso*

45,6% < 35% (Cumple)

Si →  $(F1 - F) < \frac{100 - F}{2}$  → *Material gravoso*

$(94,8 - 45,6) < \frac{100 - 45,6}{2}$  →  $49,7 < 27,20$  → *No cumple, se trata de un material arenoso*

- Para suelo SM, SM-SC, Y SC:

Más del 12% pasa la malla N°200 →  $45,6\% > 12\%$  (Cumple)

Del gráfico de plasticidad de Casagrande (véase ANEXO 4) se determina en función a  $LL=18,49$  e  $I_p=4,01$ , que el tipo de suelo está por encima de la línea A.

*La muestra del pozo 1 se clasifica como suelo SM-SC (arena limosa arcillosa).*

#### **POZO 2**

(%) que pasa por el tamiz N°200 < 50 % → *Material Grueso*

17,3 % < 35% (Cumple)

Si →  $(F1 - F) < \frac{100 - F}{2}$  → *Material gravoso*

$(42,32 - 17,3) < \frac{100 - 17,3}{2}$  →  $25,02 < 41,35$  → *Cumple, se trata de un material gravoso*

- Para suelo GM, GM-GC, Y GC:

Más del 12% pasa la malla N°200 →  $17,3\% > 12\%$  (Cumple)

Del gráfico de plasticidad de Casagrande (véase ANEXO 4) se determina en función a  $LL=18,92$  e  $I_p=5,22$ , que la clasificación de suelo está por encima de la línea A y al presentar  $IP=5,22 < 7$  se tiene que:

La muestra del pozo 2 se clasifica como suelo de símbolo doble de acuerdo a sus características de plasticidad: GM-GC (grava limosa arcillosa).

Para ser más específicos en la clasificación de acuerdo a la fracción de arena ( $SF = 25,02\% > 15\%$ ), el suelo se clasifica como: GM-GC (grava limosa arcillosa con arena).

La correlación de la clasificación de suelos AASHTO y SUCS obtenida en cada pozo es la siguiente:

Tabla 36. Correlación de sistemas de clasificación de suelos.

| Pozo | Según clasificación AASHTO | Según clasificación SUCS |
|------|----------------------------|--------------------------|
| 1    | A-4                        | SM-SC                    |
| 2    | A-1-b                      | GM-GC                    |

Fuente: Elaboración Propia

### 3.1.1.3. Verificación de esfuerzo admisible del suelo.

Se verificará la capacidad portante del suelo proporcionada en el estudio geotécnico.

#### POZO 1:

Tipo de suelo: Suelo arenoso limoso compacto, no plástico o moderadamente plástico.

Número de golpes(N)= 31

En función del tipo de suelo y el número de golpes (N), se entra en el ábaco de “Capacidad de cargas admisibles” (véase ANEXO 4) y se obtiene un valor de capacidad admisible del suelo de  $\sigma_n \approx 2,35 \text{ kg/cm}^2$ , por seguridad se adopta un valor de  $\sigma = 2,00 \text{ kg/cm}^2$ .

Entonces, se verifica que se obtiene en el pozo 1 la capacidad admisible mostrada en la tabla 34, por tanto, se acepta como válido los resultados del Ensayo de Penetración Normal (SPT) efectuado en el pozo 1.

#### POZO 2:

Tipo de suelo: Suelo gravoso limoso con arena.

Número de golpes (N)= 28

En función del tipo de suelo y el número de golpes (N), se entra en el ábaco de “Capacidad de cargas admisibles” (véase ANEXO 4 - Ábaco de arcillas y mezclas de suelo) y se obtiene un valor de capacidad admisible del suelo de  $\sigma_n \approx 4,40 \text{ kg/cm}^2$ , por seguridad se adopta un valor de  $\sigma = 4,00 \text{ kg/cm}^2$ .

En el pozo 2, se presentan diferencias en el valor obtenido de capacidad portante del suelo respecto del que se presenta en la tabla 34, donde el estudio proporcionado indica un valor de  $\sigma_n \approx 3,0 \text{ kg/cm}^2$ .

*La diferencia del valor dado y el calculado puede radicar en la utilización de los ábacos de mezclas de suelo, si se utiliza el ábaco N°1 (Ábaco de diferentes tipos de suelo), se obtienen resultados similares al proporcionado en el estudio ( $\sigma_n \approx 3,00 \text{ kg/cm}^2$ ), sin embargo, debido a la elección del ábaco de mezclas de suelo (ábaco N°2), se obtuvo un valor mayor al dado en el estudio ( $\sigma_n \approx 4,40 \text{ kg/cm}^2$ ).*

De los valores obtenidos con ayuda de los ábacos, estos se reducen a un valor inferior, con el objetivo de favorecer a la seguridad:

$$\text{Pozo 1: } \sigma_n \approx 2,35 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma = 2,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Pozo 2: } \sigma_n \approx 3,00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

#### **3.1.1.4. Justificación del nivel de fundación de la cimentación adoptado.**

Para el diseño de las cimentaciones se utilizará el valor más desfavorable de tensión admisible del suelo obtenido en ambos pozos, que corresponde al valor menor:

$$\sigma_{adm} = 2,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Pozo 1).}$$

En cuanto al tipo de suelo se considerará la clasificación obtenida en el pozo 1, explicado en 3.1.1.1 y 3.1.1.2.

Cabe recalcar que el pozo 1 es el pozo en el que no se presentaron discrepancias en las verificaciones de resultados de capacidad portante del suelo y clasificación del suelo.

Las zapatas son el tipo de cimentaciones superficiales más frecuentes, se emplean cuando el terreno superficial tiene una resistencia media o alta con relación a las cargas de la estructura y cuando el terreno es suficientemente homogéneo como para que no se produzcan asentamientos diferenciales en las distintas partes de ésta<sup>27</sup>.

El nivel de fundación de las zapatas se estableció con base en los resultados obtenidos en el ensayo normalizado de carga “SPT” del pozo 1 (véase tabla 34).

La capacidad portante del suelo correspondiente a 31 golpes en el Ensayo de Penetración Normal es  $\sigma_{adm} = 2,00 \text{ kg/cm}^2$ , a una profundidad de ensayo entre (-1,70 m y -2,15 m) respecto al nivel del terreno, por consiguiente, por razones de disminución de costos en las actividades

---

<sup>27</sup> Jiménez Montoya P. (1991). *Hormigón Armado* (Tomo I) .14va Edición. pp.(490).Barcelona, España: Gustavo Gili S.A

de excavación del terreno y obtención de volúmenes menores de hormigón armado en zapatas aisladas se considerará el nivel de fundación mínimo del rango de valores de profundidad del ensayo:

$$\text{Altura del nivel de fundación} = -1,70 \text{ m}$$

### **3.1.2. Topografía.**

El lugar de proyecto cuenta con información topográfica, la cual fue realizada por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo.

El punto más alto tiene una altura de 403,391 m.s.n.m. y el punto más bajo tiene una altura de 400,026 m.s.n.m. por lo que se presenta un desnivel de terreno de 3,365 m, información que se puede constatar de los perfiles longitudinales y transversales que se presentan en el plano de levantamiento topográfico (véase ANEXO 13).

### **3.1.3. Diseño Arquitectónico.**

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo. El proyecto tiene un área construida de 1.305,84 m<sup>2</sup>, la edificación consta de dos niveles y está destinada a ambientes como: consultorio médico tradicional, cuatro consultorios odontológicos, tres consultorios médicos, farmacia, dos salas de internación post - parto, dos enfermerías, dos salas de parto, 2 salas de pre parto, sala de espera, recepción, sala de reuniones, laboratorio, etc. El diseño arquitectónico está acorde con los lineamientos del Ministerio de Obras Públicas y cumple con las características impuestas por la Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel.

Los planos arquitectónicos se encuentran en el ANEXO 12.

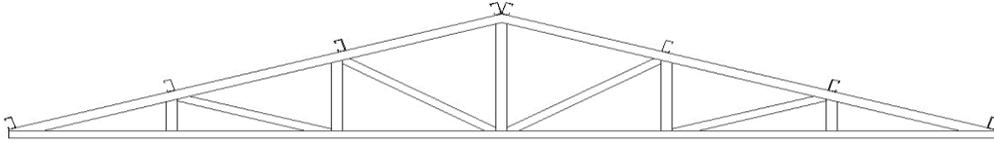
## **3.2. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.**

El modelo estructural del proyecto se compone por un sistema de cubierta metálica, y una estructura aporricada de sustentación de hormigón armado.

### **3.2.1. Estructura de Cubierta.**

La estructura de sustentación de la cubierta es una armadura metálica, y como se ha explicado en 2.1.2.2, su diseño se realizará con base en las disposiciones de la Instrucción de acero estructural (EAE-2011) y con base en el método de estados límite explicados en 2.4.2.1.

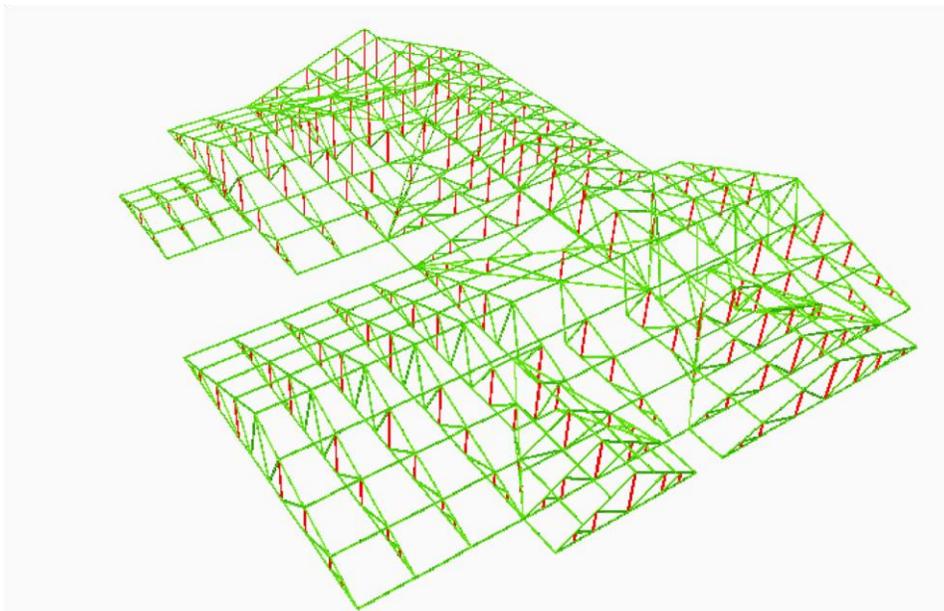
De acuerdo con los planos arquitectónicos, la estructura de soporte de la cubierta son cerchas metálicas tipo Howe (véase figura 35), el material de cubierta es calamina galvanizada # 28, y las caídas de la misma se detallan en la figura 36.



*Figura 35. Cercha Howe*  
Fuente: Elaboración Propia



*Figura 36. Vista en planta de la cubierta del bloque principal*  
Fuente: Elaboración Propia



*Figura 37. Vista 3D de la estructura metálica*  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.2. Estructura de la edificación.

El diseño estructural del bloque principal se diseñará con ayuda del programa Cypecad (versión 2014), considerando los aspectos siguientes:

- La estructura de hormigón armado está compuesta por columnas cuadradas como elementos verticales de soporte, conectados por vigas rectangulares y muros de ladrillo de 6 huecos.
- El techado del primer nivel de la edificación serán losas alivianadas con viguetas pretensadas en una dirección, debido a la luz máxima que se pueden abarcar en la estructura (6 m). El espesor de la misma será de 20 cm en todos los ambientes. La distribución de losas se detalla en el ANEXO 5.
- En el diseño de la escalera de H° A°, se idealizará este elemento estructural como una losa unidireccional de espesor  $e=15$  cm.
- En cuanto a la estructura de fundación, serán zapatas aisladas, céntricas, de hormigón armado. Se considerará un valor de capacidad portante del suelo de  $2 \text{ kg/cm}^2$ , y profundidad de fundación de  $-1,70$  m (véase justificación del valor de profundidad adoptado en 3.1.1.4), en el cálculo de las estructuras de cimentación.
- Se modificó el diseño arquitectónico propuesto inicialmente en cuanto al número de columnas dispuestas, separadas a distancias menores de 3 m, debido a que se puede abarcar luces mayores con el sistema de losa alivianada con viguetas pretensadas, de ésta forma se puede ahorrar en volúmenes de hormigón y cantidad de acero en obra. En resumen, se prescindió de 6 columnas en la estructura y el rediseño respeta la estética inicial del diseño arquitectónico.
- La zona de proyecto se encuentra ubicada dentro de una zona de poca sismicidad, por tanto, no se incluirá en las hipótesis de diseño las combinaciones de carga que incluyan los efectos de sismo.
- En el modelamiento del sobrecimiento de hormigón armado con el software Cypecad (versión 2014) se considerarán estos elementos como vigas descolgadas rectangulares (vigas apoyadas en los extremos, es decir, en las columnas de H°A°).

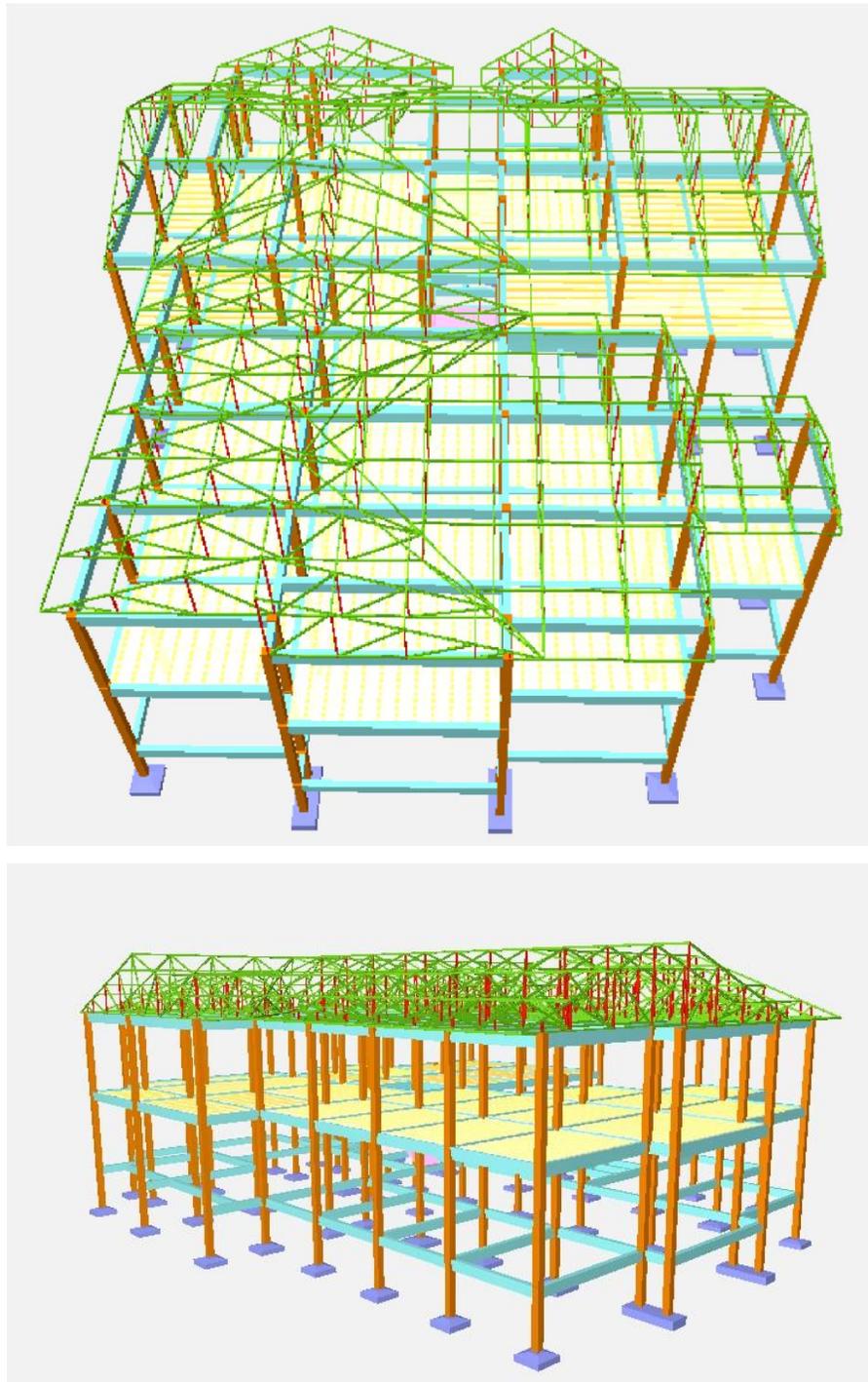
Le estructura en ese nivel está formada por cimientos de H°C° y sobrecimientos de H° A° cuya función estructural es de soportar las cargas de los muros y la modelización utilizada en el software es la que más se asemeja a la situación real (debido a que no consideramos el apoyo en la parte inferior de la viga de sobrecimiento) debido a que lo elementos que

trasmiten la cargas al suelo son las columnas y no el cimiento de H°C° cuya función es proteger al sobrecimiento de la humedad del suelo.

No podríamos modelarla como una viga de cimentación considerando que son elementos subterráneos que conectan zapatas.

Los elementos estructurales que se diseñan en el proyecto son los siguientes:

- (a) Losa semi rígida (losa alivianada con viguetas pretensadas)
- (b) Vigas rectangulares de H°A°.
- (c) Columnas cuadradas de H°A°.
- (d) Zapatas aisladas de H°A°.
- (e) Escalera de H°A° (escalera de 2 tiros).



*Figura 38.* Esquema estructural centro de salud Colonia Barretero  
Fuente: Software Cypecad (Versión 2014).

### 3.3. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA.

El método de diseño que se aplicará, será el método de estados límite últimos.

#### 3.3.1. Cargas de diseño.

Las cargas a considerar en el diseño de la cubierta metálica de forma resumida son las que se presentan en la tabla 37 y el cálculo de las cargas se detalla en ANEXO 1.

Tabla 37. Cargas actuantes en cubierta

| Tipo de carga                    | Elemento                      | Valor de carga | Unidad            |
|----------------------------------|-------------------------------|----------------|-------------------|
| Permanentes                      | Acero estructural             | 7850           | kg/m <sup>3</sup> |
|                                  | Correas                       | 3,70           | kg/m <sup>2</sup> |
|                                  | Armadura de cubierta          | 5              | kg/m <sup>2</sup> |
|                                  | Cubierta de calamina #28      | 3,3            | kg/m <sup>2</sup> |
|                                  | Cielo falso de placas de yeso | 25             | kg/m <sup>2</sup> |
| Sobrecarga de mantenimiento (Lr) |                               | 80             | kg/m <sup>2</sup> |
| Carga de viento a barlovento (W) |                               | 2,88           | kg/m <sup>2</sup> |
| Carga de granizo (S)             |                               | 108            | kg/m <sup>2</sup> |

Fuente: Elaboración propia

#### 3.3.2. Diseño de correas.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño arquitectónico de la cubierta:

- Inclinación de la cubierta respecto de la horizontal  $\alpha = 24^\circ$
- Luz de cálculo de la correa (L) = 2,36 m (separación máxima entre cerchas)
- Separación de correas = 2 m

Las longitudes anteriores se establecieron en función a la configuración de la cubierta (véase plano de cubierta en ANEXO 13). Al ser una cubierta totalmente irregular, y con el objetivo de cargar a las cerchas en los nudos, se obtienen las longitudes máximas de separación entre cerchas y correas indicadas anteriormente.

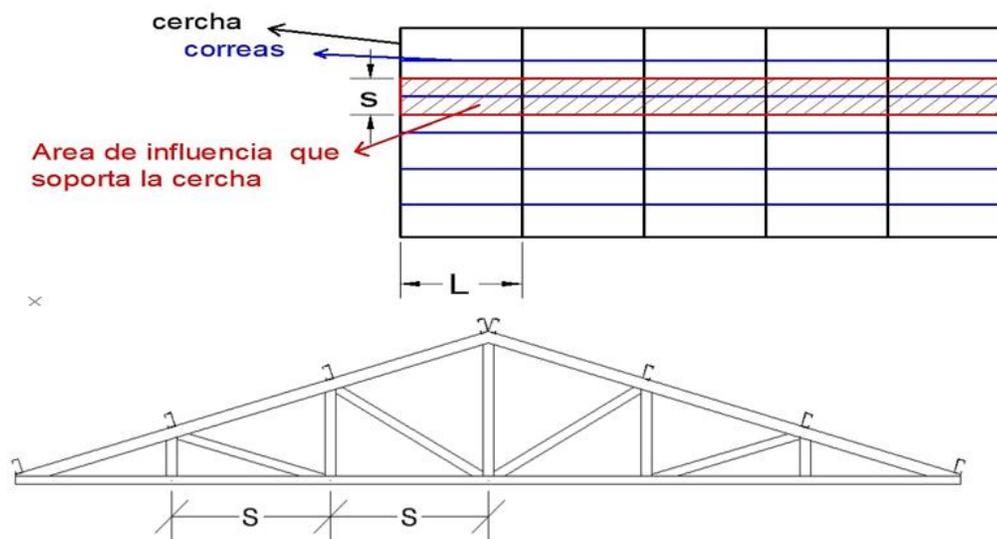


Figura 39. Idealización de la cercha metálica  
Fuente: Elaboración Propia

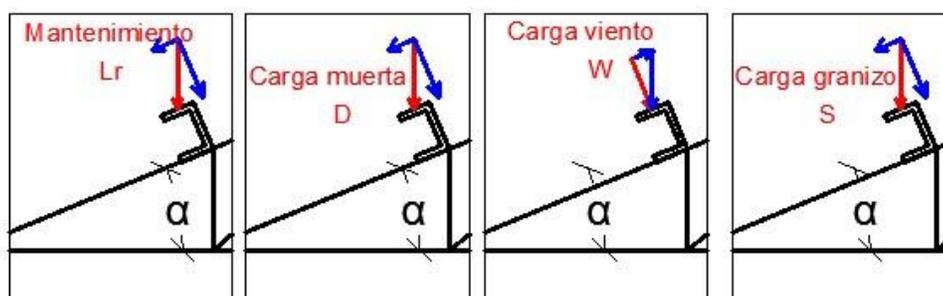


Figura 40. Cargas actuantes en correa metálica  
Fuente: Elaboración Propia

Los perfiles metálicos utilizados en las correas generalmente son los perfiles C (canales), y U (Costaneras).

### 3.3.2.1. Combinación de cargas.

Teniendo en cuenta que no se considera ninguna acción accidental, se utiliza la combinación correspondiente a situaciones persistentes o transitorias (véase 2.4.3.3).

En situaciones persistentes o transitorias se tiene:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Según la tabla 27 (véase 2.4.3.2), los coeficientes de mayoración o coeficientes parciales para las acciones, y los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables aplicables para la evaluación de los estados límite últimos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 38. Coeficientes de mayoración y de simultaneidad utilizados en el diseño de cubierta.

| Coeficiente de simultaneidad                         |  | $\Psi_0$            |                  |
|--|--|---------------------|------------------|
| Sobre carga de uso                                   | Cubierta accesible solo para mantenimiento | 0                   |                  |
| Granizo (S)  | Para altitudes < 1000 m                    | 0,5                 |                  |
| Viento (W)   |  | 0,6                 |                  |
| Coeficiente de mayoración de cargas $\gamma_f$ (ELU) |  | Efecto desfavorable | Efecto favorable |
| Carga permanente (G)                                 |  | 1,35                | 0,8              |
| Variable (Q,S,W)                                     |  | 1,5                 | 0                |

Fuente: Elaboración Propia

En cubiertas, si se definen como accesibles solo para mantenimiento (que es lo habitual), es de destacar que sólo se considera la sobrecarga de uso si se trata de la carga variable determinante, pero es nula como acompañante, al ser siempre su factor de simultaneidad nulo  $\psi = 0$ . Esto reduce el número de combinaciones a las siguientes:

Tabla 39. Combinaciones de carga utilizadas

| Combinación | Peso propio | Sobrecarga de uso | Granizo | Viento |
|-------------|-------------|-------------------|---------|--------|
|             | G           | S                 | N       | V      |
| 1           | 1,35        | 1,5               | 0       | 0      |
| 2           | 1,35        | 0                 | 1,5     | 0      |
| 3           | 1,35        | 0                 | 0       | 1,5    |
| 4           | 0,8         | 0                 | 0       | 1,5    |
| 5           | 1,35        | 1,5               | 0       | 0,9    |
| 6           | 1,35        | 1,5               | 0,75    | 0      |
| 7           | 1,35        | 0                 | 1,5     | 0,9    |
| 8           | 1,35        | 0                 | 0,75    | 1,5    |

Fuente: Elaboración Propia

Los valores de cargas a considerar en el diseño de la correa son los siguientes (véase tabla 37 en 3.3.1)

Carga muerta  $\rightarrow G = 7 \text{ kg/m}^2$  (Peso propio de correas y cubierta de calamina)

$$G = 3,70 \text{ kg/m}^2 + 3,30 \text{ kg/m}^2 = 7 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de mantenimiento  $\rightarrow S = 80 \text{ kg/m}^2$

Granizo  $\rightarrow N = 108 \text{ kg/m}^2$

Viento (Presión a barlovento)  $\rightarrow V = 2,88 \text{ kg/m}^2$  (Actúa perpendicular a la cubierta)

Descomponiendo las cargas, respecto a los ejes principales de la correa se tiene:

Respecto de eje Z

$$G = 6,39 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 73,08 \text{ kg/m}^2$$

$$N = 98,66 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 2,88 \text{ kg/m}^2$$

Respecto de eje Y

$$G = 5,54 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 63,33 \text{ kg/m}^2$$

$$N = 85,50 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 1,28 \text{ kg/m}^2$$

| EJE Z   | EJE Y  |
|---|--|
| Combinación 1 → Fd=118,26 kg/m <sup>2</sup>       | Combinación 1 → Fd=102,48 kg/m <sup>2</sup>        |
| Combinación 2 → Fd=156,63 kg/m <sup>2</sup>       | Combinación 2 → Fd= 135,73 kg/m <sup>2</sup>       |
| Combinación 3 → Fd=12,95 kg/m <sup>2</sup>        | Combinación 3 → Fd= 9,40kg/m <sup>2</sup>          |
| Combinación 4 → Fd= 9,44 kg/m <sup>2</sup>        | Combinación 4 → Fd= 6,36kg/m <sup>2</sup>          |
| Combinación 5 → Fd=120,85 kg/m <sup>2</sup>       | Combinación 5 → Fd= 103,64 kg/m <sup>2</sup>       |
| <b>Combinación 6 → Fd=192,26 kg/m<sup>2</sup></b> | <b>Combinación 6 → Fd= 166,61 kg/m<sup>2</sup></b> |
| Combinación 7 → Fd=159,22 kg/m <sup>2</sup>       | Combinación 7 → Fd= 136,89 kg/m <sup>2</sup>       |
| Combinación 8 → Fd=86,95 kg/m <sup>2</sup>        | Combinación 8 → Fd= 73,53 kg/m <sup>2</sup>        |

Se escoge el valor mayor de las 8 combinaciones:

$$\mu=qz= 192,255 \text{ kg/m}^2 \quad \mu= qy=166,607 \text{ kg/m}^2$$

Para convertir a una carga lineal se tiene:

$$\mu= qz=192,2556416 \text{ kg/m}^2 \quad \mu= qy=166,607958 \text{ kg/m}^2$$

$$S= 2 \text{ m} \quad S= 2 \text{ m}$$

$$qz= 384,511 \text{ kg/m} \quad qy= 333,216 \text{ kg/m}$$

### 3.3.2.2. Comprobación de resistencia.

Según lo expuesto en 2.4.5.3.3 la expresión general de comprobación de resistencia para la flexión esviada según EAE- 2011 es:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{y,y} * f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{y,z} * f_{yd}} \leq 1 \quad ; \quad f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

Donde:

$W_{y,y}$  ,  $W_{y,z}$  = Es el módulo de sección, respecto del eje Y y Z.

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ , =Momentos flectores en la dirección considerada.

$F_{yd}$ = Resistencia de cálculo del material.

$F_y$ =Resistencia característica del material.

$\gamma_{MO}$ = Coeficiente parcial para la resistencia (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

(1)Cálculo de momentos flectores  $M_{z,Ed}$  y  $M_{y,Ed}$ :

Luz de cálculo = Separación de cerchas = L= 2,36 m

$$M_{z,Ed} = \frac{qz * L^2}{8} \quad M_{y,Ed} = \frac{qy * L^2}{8}$$

$$M_{z,Ed} = 267,69675 \text{ kg*m} \quad M_{y,Ed} = 231,98492 \text{ kg*m}$$

$$M_{z,Ed} = 26769,6755 \text{ kg*cm} \quad M_{y,Ed} = 23198,492 \text{ kg*cm}$$

(2)Cálculo de resistencia de cálculo del material:

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{MO} = 1,05 \text{ (véase Tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{MO} = 2380,95 \text{ kg/cm}^2$$

(3) Verificación de la sección adoptada:

Ensayando un perfil U comercial en Tarija: 150x75x15x3 cuyas características geométricas se obtuvieron del Catálogo “Metales del Oriente”.

Tabla 40. Propiedades geométricas de perfil metálico (CC 150x75x15x3)

| Perfil      | Área bruta<br>Ag (cm <sup>2</sup> ) | Peso<br>(kg/m) | Iz (cm <sup>4</sup> ) | Iy (cm <sup>4</sup> ) | W <sub>y,y</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | W <sub>y,z</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) |
|-------------|-------------------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--|--|
| 150x75x15x3 | 9,31                                | 7,31           | 35,24                 | 8,07                  | 44,95                                  | 13,25                                  |

Fuente: Catálogo Metales del Oriente (Año 2018)

Reemplazando los valores se tiene:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{y,y} * f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{y,z} * f_{yd}} \leq 1$$

$$0,985 \leq 1 \text{ (Cumple)}$$

### 3.3.2.3. Verificación a cortante.

(1) Verificación a cortante en eje Y:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N118, para la combinación de acciones más desfavorable:

$$V_{ed} = 757 \text{ Kg}$$

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = 2 * b_d * t * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{MO}}$$

Donde:

$b_d$  = Ancho de las alas horizontales

$t$  = Espesor

$f_y$  = Límite elástico del material base

$\gamma_{MO}$  = Coeficiente parcial de seguridad del material. (Véase tabla 23 en 2.4.2.2)

Reemplazando datos:

$$f_y = 250 \text{ Mpa} \quad ; \quad b_d = 75 \text{ mm} \quad ; \quad t = 3 \text{ mm}$$

$$\gamma_{MO} = 1,05 \text{ (véase tabla 23 en 2.4.2.2)}$$

$$V_{c,Rd} = 2 * 75 \text{ mm} * 3 \text{ mm} * \frac{250 \text{ Mpa}}{\sqrt{3} * 1,05} = 61,858 \text{ KN} = 6185,8 \text{ kg}$$

Se debe satisfacer:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$757 \text{ kg} \leq 6185,8 \text{ kg (Cumple)}$$

Se puede observar en la comparación, que los esfuerzos cortantes no son

(2) Verificación a cortante en eje Z:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N118, para la combinación de acciones más desfavorable:

$$V_{ed} = 686 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  según artículo 73.10 de EAE (2011) viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{\frac{h}{\sin\theta} * t * f_{bv}}{\gamma_{MO}}$$

Donde:

$H_w$ =Altura del alma.

$t$ = Espesor.

$\gamma_{MO}$ = Coeficiente parcial de seguridad del material. (Véase tabla 23 en 2.4.2.2)

$\theta$ =Ángulo que forma el alma con la horizontal.

$F_{bv}$ =Resistencia a cortante, teniendo en cuenta el pandeo.

$$\text{Si } \bar{\lambda}_w \leq 0,83 \rightarrow f_{bv} = 0,58 * f_y$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 * \frac{h_w}{t} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Donde:

$f_y$ = Límite elástico del material base.

$\bar{\lambda}_w$  =Esbeltez relativa del alma.

$E$ =Módulo de elasticidad del material.

Reemplazando datos:

$$\begin{array}{lll} f_y= 250 \text{ Mpa} & ; & E= 210000 \text{ Mpa} & ; & h= 150 \text{ mm} \\ b_d=75 \text{ mm} & ; & t= 3 \text{ mm} & ; & \gamma_{MO}= 1,05 \end{array}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 * \frac{150 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} * \sqrt{\frac{250 \text{ Mpa}}{210000 \text{ Mpa}}} = 0,597$$

$$0,597 < 0,83 \rightarrow f_{bv} = 0,58 * f_y = 0,58 * 250 \text{ Mpa} = 145 \text{ Mpa}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{\frac{150 \text{ mm}}{\sin 90^\circ} * 3 \text{ mm} * 145 \text{ Mpa}}{1,05} = 62,145 \text{ KN} = 6214,5 \text{ kg}$$

Se debe satisfacer:

$$\begin{array}{l} V_{ed} \leq V_{c,Rd} \\ 686 \text{ kg} \leq 6185,8 \text{ kg (Cumple)} \end{array}$$

### 3.3.2.4. Comprobación de flecha.

(1)Combinación de cargas:

Las acciones en situación de servicio (ELS) no se mayoran ( $\gamma_F = 1$ ). Sólo es necesario multiplicar las acciones variables acompañantes por su factor de simultaneidad  $\Psi_0$ . Las combinaciones de carga son las siguientes:

Tabla 41. Factores de mayoración de acciones y simultaneidad en estado límite de servicio

| Combinación | Peso propio | Sobrecarga de uso | Granizo | Viento |
|-------------|-------------|-------------------|---------|--------|
|             | G           | S                 | N       | V      |
| 1           | 1           | 1                 | 0       | 0      |
| 2           | 1           | 0                 | 1       | 0      |
| 3           | 1           | 0                 | 0       | 1      |
| 4           | 1           | 0                 | 0       | 1      |
| 5           | 1           | 1                 | 0       | 0,6    |
| 6           | 1           | 1                 | 0,5     | 0      |
| 7           | 1           | 0                 | 1       | 0,6    |
| 8           | 1           | 0                 | 0,5     | 1      |
| 9           | 1           | 1                 | 0,5     | 0,6    |

Fuente: Elaboración Propia

Descomponiendo las cargas, respecto a los ejes principales de la correa se tiene:

Respecto de eje Z

$$G = 6,39 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 73,08 \text{ kg/m}^2$$

$$N = 98,66 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 2,88 \text{ kg/m}^2$$

Respecto de eje Y

$$G = 5,54 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 63,33 \text{ kg/m}^2$$

$$N = 85,50 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 1,28 \text{ kg/m}$$

EJE Z

Combinación 1 →  $F_d = 79,48 \text{ kg/m}^2$

Combinación 2 →  $F_d = 105,06 \text{ kg/m}^2$

Combinación 3 →  $F_d = 9,27 \text{ kg/m}^2$

Combinación 4 →  $F_d = 9,27 \text{ kg/m}^2$

Combinación 5 →  $F_d = 81,21 \text{ kg/m}^2$

**Combinación 6 →  $F_d = 128,81 \text{ kg/m}^2$**

Combinación 7 →  $F_d = 106,79 \text{ kg/m}^2$

Combinación 8 →  $F_d = 58,61 \text{ kg/m}^2$

EJE Y

Combinación 1 →  $F_d = 68,88 \text{ kg/m}^2$

Combinación 2 →  $F_d = 91,04 \text{ kg/m}^2$

Combinación 3 →  $F_d = 6,82 \text{ kg/m}^2$

Combinación 4 →  $F_d = 6,2 \text{ kg/m}^2$

Combinación 5 →  $F_d = 69,65 \text{ kg/m}^2$

**Combinación 6 →  $F_d = 111,63 \text{ kg/m}^2$**

Combinación 7 →  $F_d = 91,81 \text{ kg/m}^2$

Combinación 8 →  $F_d = 49,57 \text{ kg/m}^2$

Se escoge el valor mayor de las 8 combinaciones:

$$\mu = q_z = 128,81 \text{ kg/m}^2 \quad \mu = q_y = 111,63 \text{ kg/m}^2$$

Para convertir a una carga lineal se tiene:

$$\mu = q_z = 128,81 \text{ kg/m}^2 \quad \mu = q_y = 111,63 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 2 \text{ m} \quad S = 2 \text{ m}$$

$$q_z = 257,62 \text{ kg/m} \quad q_y = 223,25 \text{ kg/m}$$

(2) Cálculo de momentos flectores  $M_z$  y  $M_y$ :Luz de cálculo = Separación de cerchas =  $L = 2,36 \text{ m}$ 

$$M_z = \frac{q_z * L^2}{8}$$

$$M_z = 179,35 \text{ kg*m}$$

$$M_z = 17935,49 \text{ kg*cm}$$

$$M_y = \frac{q_y * L^2}{8}$$

$$M_y = 155,43 \text{ kg*m}$$

$$M_y = 15542,82 \text{ kg*cm}$$



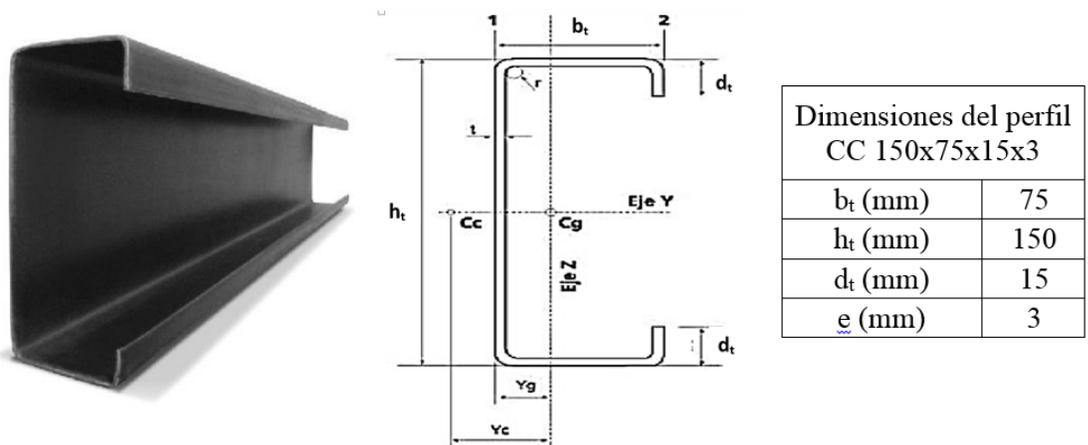


Figura 41. Características de perfil CC 80x40x15x2  
Fuente: Elaboración Propia

**3.3.3. Diseño de elementos sometidos a tracción.**

Se diseñará el elemento de mayor sollicitación, que corresponde a la barra comprendida entre los nudos 414 y 473, cuya magnitud es: F=5368 kg

(a) **Determinación de la carga máxima N<sub>Ed</sub>:**

$$N_{Ed} = 5368 \text{ kg}$$

(b) **Determinación del área del perfil:** El cálculo del área mínima se determinará con la ecuación de resistencia a tracción.

$$F_y = 250 \text{ Mpa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 400 \text{ Mpa} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{MO} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$F_{yd} = F_y / \gamma_{MO} = 2380,952 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ud} = F_u / \gamma_{M2} = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{mín} = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{MO}}} = \frac{5368}{2380,952} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Se asume una sección con área igual o mayor a la calculada anteriormente.

Ensayando un perfil comercial en Tarija: HSS 30x50x2 cuyas características geométricas se obtuvieron del catálogo “Metales del Oriente”.

Tabla 42. Propiedades geométricas de perfil (HSS 30x50x2)

| Perfil      | Área bruta Ag (cm <sup>2</sup> ) | peso (kg/m) | Ix (cm <sup>4</sup> ) | zx (cm <sup>3</sup> ) | rx (cm) |
|-------------|----------------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------|---------|
| HSS 50x30x2 | 2,937                            | 2,41        | 9,529                 | 3,812                 | 1,208   |

Fuente: Catálogo Metales del Oriente (Año 2018)

(c) **Determinación del área neta (An):**

En la estructura metálica no se utilizarán pernos, los elementos estarán soldados, por lo que el área neta es: An=Ag=2,937 cm<sup>2</sup>

(d) **Se calculan la resistencia de cálculo de la sección bruta (N<sub>pl,Rd</sub>) y la resistencia última de cálculo de la sección transversal neta (N<sub>u,Rd</sub>):**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{MO}} \quad ; \quad N_{u,Rd} = \frac{0,90 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{pl,Rd} = 6992,857 \text{ kg} \quad ; \quad N_{u,Rd} = 8458,56 \text{ kg}$$

Donde:

$f_y$ =Resistencia característica del material.

$\gamma_{MO}$ = Coeficiente parcial para la resistencia (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

$A_n$ = Área neta de la sección ;  $A_e$ = Área efectiva

$A$ =Área bruta de la sección ;  $A_{mín}$ =Área mínima requerida

Se elige el valor menor como resistencia de cálculo a tracción  $\rightarrow N_{pl,Rd}=6992,857 \text{ kg}$

(e) **Se verifica que se cumpla la siguiente condición:**

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$5368 \text{ kg} < 6992,857143 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

(f) **Cálculo del índice de resistencia:** Se considera un valor aceptable según EAE entre (0,6 - 0,80):

$$i = N_{ed} / (A * f_{yd}) = 0,76$$

Entonces, se verifica la sección adoptada: **HSS 30x50x2**

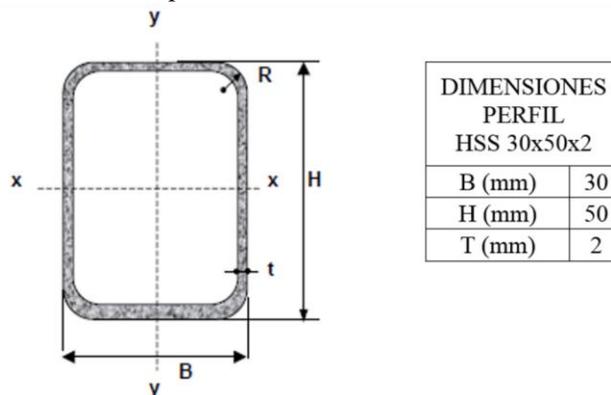


Figura 42. Perfil HSS 50x30x2

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.3.1. Verificación a cortante.

El esfuerzo solicitante de cálculo, para la combinación de acciones más desfavorable:

$$V_{ed} = 452 \text{ Kg}$$

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{MO}}$$

Donde:

$A_v$ =Área transversal de cortante

$f_y$ =Límite elástico del acero

$\gamma_{MO}$  = Coeficiente parcial de seguridad del material

$$A_v = 2 * d * t_w$$

Siendo:

d= Altura del alma

t<sub>w</sub>= Espesor del alma

Reemplazando datos:

f<sub>y</sub>= 250 Mpa ; d=50 mm ; t<sub>w</sub>= 2 mm

γ<sub>MO</sub>= 1,05 (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

$$A_v = 2 * 50 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 200 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 200 \text{ mm}^2 * \frac{250 \text{ Mpa}}{\sqrt{3} * 1,05} = 27,49 \text{ KN} = 2749 \text{ kg}$$

Se debe satisfacer:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$452 \text{ kg} \leq 2749 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

### 3.3.4. Diseño de elementos sometidos a compresión.

Se diseñará el elemento de mayor sollicitación, que corresponde a la barra comprendida entre el nudo 215 y nudo 454 cuya magnitud es: F=3215 kg y longitud L=1,35 m

El valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión “N<sub>Ed</sub>” deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Donde:

N<sub>Ed</sub> = Valor de cálculo del esfuerzo axial.

N<sub>c,Rd</sub>=Resistencia de cálculo de la sección a compresión.

(1) **Se obtiene la fuerza de compresión del elemento:** Correspondiente a la mayor combinación de cargas, denominada carga última o carga requerida N<sub>Ed</sub>:

$$N_{ed}=3215 \text{ kg}$$

(2) **Se determina el área del perfil:** El cálculo del área mínima requerida se determina con la siguiente ecuación:

$$A_{min} = \frac{N_{ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{MO}}}$$

Donde:

f<sub>y</sub>=Resistencia característica del material.

γ<sub>MO</sub>= Coeficiente parcial para la resistencia (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

f<sub>y</sub>= 250 Mpa = 2500 kg/cm<sup>2</sup> ; γ<sub>MO</sub>=1,05 ; f<sub>yd</sub>=f<sub>y</sub>/γ<sub>MO</sub>=2380,952 kg/cm<sup>2</sup>

$$A_{min} = \frac{N_{ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{MO}}} = \frac{3215}{2380,952} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Se asume una sección con área igual o mayor a la calculada anteriormente.

Ensayando un perfil comercial en Tarija: HSS 30x60x2 cuyas características geométricas se obtuvieron del catálogo “Metales del Oriente”.

Tabla 43. Propiedades geométricas de perfil (HSS 30x60x2)

| Perfil      | Área bruta<br>Ag (cm <sup>2</sup> ) | peso<br>(kg/m) | Ix<br>(cm <sup>4</sup> ) | zx (cm <sup>3</sup> ) | rx (cm) | ry (cm) |
|-------------|-------------------------------------|----------------|--------------------------|-----------------------|---------|---------|
| HSS 60x30x2 | 3,337                               | 2,646          | 15,035                   | 6,313                 | 2,123   | 1,233   |

Fuente: Catálogo Metales del Oriente (Año 2018)

**(3) Cálculo de la resistencia de cálculo a pandeo:** Se determina con las siguientes expresiones:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad \text{Donde: } \gamma_{M0} = 1,05$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{siendo } \chi \leq 1,0 \quad ; \quad \phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} \quad \text{ó} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \quad ; \quad \lambda_{cr} = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad ; \quad \lambda = \frac{L_k}{r} \quad ; \quad L_k = L * \beta$$

Donde:

 $\chi$ = Coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado. $\alpha$ =Coeficiente de imperfección (véase tabla 30 en 2.4.5.2.1)

A=Área transversal del perfil asumido.

E=Módulo de elasticidad del material.

 $\bar{\lambda}$ = Esbeltez reducida (Para la dirección de pandeo considerada) $\lambda_{cr}$ = Esbeltez crítica del elemento. $L_k$ =Longitud de pandeo ;  $L$ =Longitud del elemento $r$ =Radio de giro en la dirección considerada. $\beta$ =Coeficiente de pandeo (que tiene en cuenta las condiciones de vinculación del elemento)3.1. Cálculo de la esbeltez reducida  $\bar{\lambda}$ :

$$\lambda_{cr} = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 91,05 \quad ; \quad \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_{cr}} \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}}$$

fy= 250 Mpa ;

L=1,35 m ;

E= 210000 N/mm<sup>2</sup> = 210000 Mpa $\beta$ =1 (Apoyos articulados en cerchas)

PANDEO EN EJE X

 $L_k = L * \beta = 1,35$  m

rx= 0,02123 m

 $\lambda_x = 63,589$  $\bar{\lambda}_x = \frac{63,589}{91,05} = 0,698$ 

PANDEO EN EJE Y

 $L_k = L * \beta = 1,35$  m

ry= 0,01233m

 $\lambda_y = 109,489$  $\bar{\lambda}_y = \frac{109,489}{91,05} = 1,202$ 

Se considera el plano de pandeo más crítico, es decir, el de mayor esbeltez: Eje Y

3.2. Determinación del coeficiente de imperfección  $\alpha$ :El valor del coeficiente de imperfección  $\alpha$  para cada la curva de pandeo correspondiente a un perfil tubular rectangular se obtiene de la tabla 31 en 2.4.5.2.1:Curva "a" (véase tabla 30 en 2.4.5.2.1)  $\rightarrow \alpha=0,21$ 3.3 Cálculo del coeficiente de reducción para el modo de pandeo considerado ( $\chi$ ):

Reemplazando valores, se tiene, en el eje Y:

$$\alpha=0,21 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 1,202$$

$$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,328$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,5284 < 1 \text{ (Cumple)}$$

**(4) Cálculo de la resistencia de cálculo de la sección a compresión ( $N_{c,Rd}$ ):**

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,501 * 3,337 \text{ cm}^2 * 2500 \text{ kg/cm}^2}{1,05} = 4198,263 \text{ kg}$$

Comprobando:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$3215 \text{ kg} < 4198,263 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

El criterio de comprobación de la EAE, es el índice resistente a pandeo, cuyos valores son aceptables si están entre 0,60 y 0,80:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi * A * f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{3215 \text{ kg}}{0,5284 * 3,337 \text{ cm}^2 * 2380,952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$0,766 \leq 1$$

Finalmente, se verifica la sección adoptada: → **HSS 30x60x2**

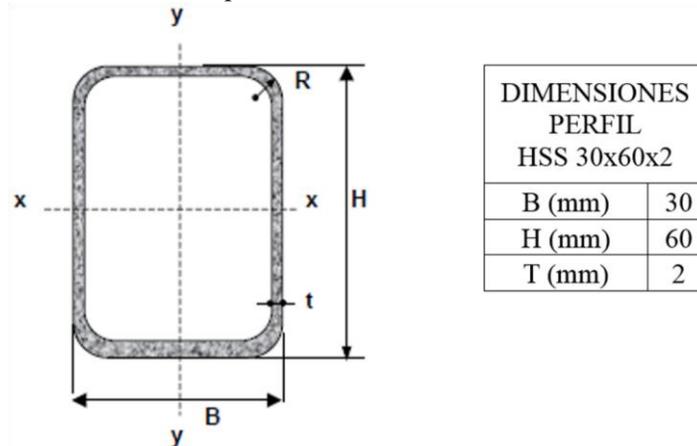


Figura 43. Características de Perfil HSS 60x30x2

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.4.1. Verificación a cortante.

El esfuerzo solicitante de cálculo, para la combinación de acciones más desfavorable:

$$V_{ed} = 315 \text{ Kg}$$

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo  $V_{c,Rd}$  viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$A_v$  = Área transversal de cortante

$f_y$  = Límite elástico del acero

$\gamma_{M0}$  = Coeficiente parcial de seguridad del material

$$A_v = 2 * d * t_w$$

Siendo:

d= Altura del alma  
 t<sub>w</sub>= Espesor del alma

Reemplazando datos:

f<sub>y</sub>= 250 Mpa ; d=60 mm ; t<sub>w</sub>= 2 mm

y<sub>MO</sub>= 1,05 (véase tabla 23 en 2.4.2.2)

$$A_v = 2 * 60 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 240 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 240 \text{ mm}^2 * \frac{250 \text{ Mpa}}{\sqrt{3} * 1,05} = 32,99 \text{ KN} = 3299 \text{ kg}$$

Se debe satisfacer:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$315 \text{ kg} \leq 3299 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

### 3.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.

#### 3.4.1. Consideraciones generales.

De acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, se tomarán en cuenta los siguientes valores en cuanto a características de los materiales y coeficientes de minoración de las resistencias.

##### (a) Hormigón Armado

Resistencia Característica del hormigón (a los 28 días)  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Factor de minoración para (Nivel de ejecución -control normal)  $\gamma_c = 1,5$

Módulo de elasticidad ( $E$ )= 210.000 kg/cm<sup>2</sup>

Peso específico H°A° ( $\gamma$ ) = 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Módulo de Poisson ( $\mu$ )=0,2

Coefficiente de dilatación térmica del hormigón armado  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$

Coefficiente de mayoración de cargas  $\gamma_f = 1,6$

##### (b) Acero de Refuerzo

Para el refuerzo longitudinal y transversal de los elementos estructurales se usará acero AEH500 cuyas características principales son las siguientes:

Límite de fluencia o límite elástico  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Límite de Ruptura = 5600 kg/cm<sup>2</sup>

Factor de minoración para (Nivel de ejecución -control normal)  $\gamma_s = 1,15$

Peso Específico= 7850 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad =  $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Kp/cm}^2$ .

### (c) Acero Estructural

En los elementos de acero estructural que componen la cubierta metálica se usará acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

Esfuerzo mínimo de fluencia =  $F_y = 36 \text{ klb/pulg}^2 = 250 \text{ Mpa}$

Módulo de elasticidad =  $E = 210.000 \text{ Mpa}$

Peso específico =  $77,01 \text{ KN/m}^3$

#### 3.4.2. Análisis de cargas.

De acuerdo con la tabla 6 (véase 2.1.3.2), las sobrecargas de uso consideradas en el diseño estructural son:

$$\begin{aligned} \text{Área de habitaciones, salas, etc.} &= 200 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Escaleras y accesos} &= 300 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Las cargas actuantes en la estructura se presentan en la siguiente tabla, el cálculo de las cargas muertas se detalla en el Análisis de carga (véase ANEXO 1).

Tabla 44. Cargas actuantes en la estructura

| Tipo de carga     | Elemento                                | Valor de carga | Unidad            |
|-------------------|---|----------------|-------------------|
| Carga muerta      | Recubrimiento , cerámica y acabados     | 145            | kg/m <sup>2</sup> |
|                   | Muro de ladrillo 6H (e=0,18cm)          | 654            | kg/m              |
|                   | Muro interior de ladrillo 6H (e=0,12cm) | 402            | kg/m              |
| Sobrecarga de uso | Habitaciones, salas, etc.               | 200            | kg/m <sup>2</sup> |
|                   | Escaleras y accesos                     | 300            | kg/m <sup>2</sup> |

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.4.3. Diseño estructural.

En el diseño de elementos estructurales se utilizará el software de diseño de estructuras Cypecad (versión 2014). En el ANEXO 4 se presentan los resultados del diseño estructural.

Las verificaciones de los elementos estructurales más solicitados se desarrollarán en el punto 3.5.

### 3.5. VERIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO.

Antes de realizar las verificaciones de armado de los elementos más solicitados, se realizará la verificación de esfuerzos solicitantes en la estructura con ayuda de otro software de diseño de estructuras (SAP 2000 - versión 20), con el objetivo de corroborar que los esfuerzos considerados en el diseño estructural son correctos.

### 3.5.1. Verificación de esfuerzos actuantes en la estructura.

En la verificación de esfuerzos, se considerará el pórtico № 4 de la estructura, en el cual se encuentran los elementos de viga y columna más solicitados.

En la determinación de los esfuerzos solicitantes se considerarán los mismos valores de cargas actuantes (véase tabla 43), hipótesis de carga, geometría de elementos estructurales y características de materiales.

#### 3.5.1.1. Envoltentes en viga de H°A° (Tramo 2 Pórtico 4).

*Datos de características de materiales y geometría de la viga:*

$$f_{ck}=250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk}=5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Base } b = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Altura } h = 0,50 \text{ m} = 50 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Longitud viga} = 5,90 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento mecánico} = r = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

Los esfuerzos obtenidos con el programa SAP 2000 (versión 20) en el tramo 2 del primer nivel de la estructura son los siguientes:

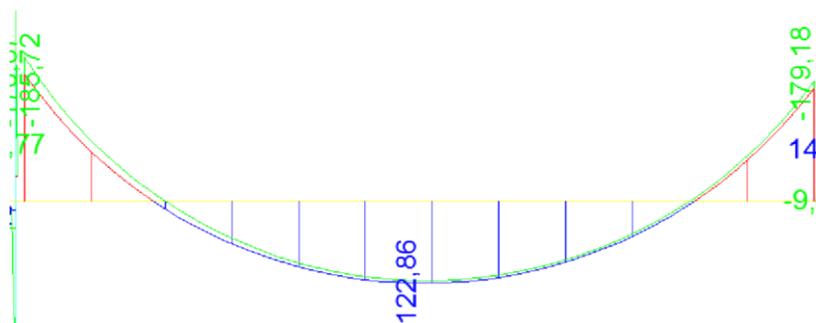


Figura 44. Diagrama de momento flector del tramo 2 en KN\*m (Pórtico №4)  
Fuente: SAP 2000 (versión 20)

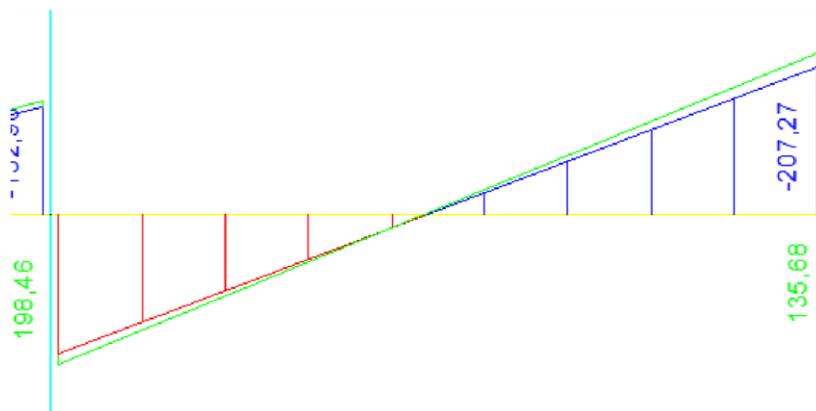


Figura 45. Diagrama de esfuerzo cortante del tramo 2 en KN\*m (Pórtico №4)  
Fuente: SAP 2000 (Versión 20)

La comparación de esfuerzos obtenidos con ambos programas se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 45. Comparación de esfuerzos obtenidos con CYPECAD y SAP 2000 en tramo 2.

| Tipo de esfuerzo    | Ubicación      | Según Cypecad (Versión 2014) | Según Sap 2000 (Versión 20) | % variación |
|---------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------|-------------|
| Momentos flectores  | Mo(-)Izquierdo | 187,87 KN*m                  | 185,72 KN*m                 | 1,15        |
|                     | Mo(+)Centro    | 121,37 KN*m                  | 122,86 KN*m                 | 1,21        |
|                     | Mo(-)Derecho   | 181,27 KN*m                  | 179,18 KN*m                 | 1,16        |
| Esfuerzos cortantes | V(+Izquierdo   | 200,8 KN                     | 198,46 KN                   | 1,17        |
|                     | V(-)Izquierdo  | 209,67 KN                    | 207,27 KN                   | 1,15        |

Fuente: Elaboración Propia

Se comprueba que se obtienen esfuerzos similares en la estructura utilizando programas de diseño estructural diferentes, por tanto, se aceptan como válidos los esfuerzos considerados en el diseño estructural del bloque principal.

### 3.5.1.2. Esfuerzos en columna (P8).

*Datos de características de materiales y geometría del pilar:*

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$  ;  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$  ; Longitud del pilar = 3,1 m ;  $b=h$  25 cm

Los esfuerzos obtenidos en cara inferior de las columnas con ayuda del software SAP 2000 (versión 20) son los siguientes:

| P7  | P8   | P9   | P10  | P11  |
|---|--|--|--|--|
| F1=0,54<br>F2=8,86<br>F3=187,44<br>M1=0,75<br>M2=10,19<br>M3=0,13 | F1=0,32<br>F2=3,07<br>F3=467,54<br>M1=0,50<br>M2=1,31<br>M3=0,12 | F1=0,60<br>F2=5,09<br>F3=464,28<br>M1=0,89<br>M2=3,95<br>M3=0,02 | F1=2,10<br>F2=2,45<br>F3=291,09<br>M1=3,88<br>M2=3,19<br>M3=0,04 | F1=2,99<br>F2=4,09<br>F3=101,55<br>M1=4,05<br>M2=6,98<br>M3=0,15 |

Figura 46. Esfuerzos solicitantes en columnas del pórtico №4 de la estructura.

Fuente: SAP 2000 (versión 20)

Esfuerzos solicitantes en cara inferior de columna 8:

$$F3 = N = 467,540 \text{ KN}$$

$$M1 = M_y (+) = 0,492 \text{ KN*m}$$

$$M2 = M_x (-) = 1,305 \text{ KN*m}$$

$$F1 = V_y = 0,318 \text{ KN}$$

$$F2 = V_x = 3,07 \text{ KN}$$

La comparación de esfuerzos obtenidos con ambos programas se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 46. Comparación de esfuerzos obtenidos con CYPECAD y SAP 2000 en columna P8

| Tipo de esfuerzo      |           | Según Cypacad<br>(versión 2014) | Según Sap 2000<br>(versión 20) | %<br>variación |
|-----------------------|-----------|---------------------------------|--------------------------------|----------------|
| Esfuerzo Axial N (KN) |           | 472,889                         | 467,540                        | 1,13           |
| Momentos              | Mx (KN*m) | 1,322                           | 1,305                          | 1,32           |
|                       | My (KN*m) | 0,500                           | 0,492                          | 1,59           |
| Cortantes             | Vx (KN)   | 3,113                           | 3,070                          | 1,37           |
|                       | Vy (KN)   | 0,323                           | 0,318                          | 1,44           |

Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.2. Verificación del diseño de losa alivianada.

#### 3.5.2.1. Características de materiales componentes de la losa.

Las características de los materiales que componen el panel de losas se obtuvieron de especificaciones técnicas Pretensa y son las siguientes:

(a) Viguetas pretensadas.

Tabla 47. Características de viguetas pretensadas

| Producto                | Dimensiones (mm) |     |     |          | Peso<br>promedio<br>(kg) | Resistencia<br>del acero<br>( $f_{yk}$ =kg/cm <sup>2</sup> ) | Tipo de<br>hormigón             |
|-------------------------|------------------|-----|-----|----------|--------------------------|--|---------------------------------|
|                         | a                | b   | h   | l        |                          |  |                                 |
| Viguetas<br>pretensadas | 60               | 100 | 105 | Variable | 17,2                     | 18000  | 350 - 400<br>kg/cm <sup>2</sup> |

Fuente: Catálogo “Pretensa” (Año 2016)

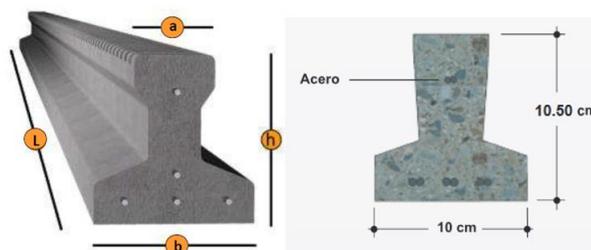


Figura 43. Sección transversal de viga pretensada

Fuente: Catálogo “Pretensa” (Año 2016)

(b) Material de relleno o bovedilla.

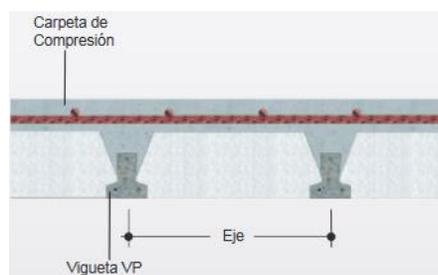


Figura 47. Sistema de Aplicación de viga

Fuente: Catálogo “Pretensa” (Año 2016)

Tabla 48. Dimensiones del sistema de Aplicación de vigueta

| Descripción                     | Dimensiones (cm) |          |
|---------------------------------|------------------|----------|
|                                 | Simple           | Doble    |
| Distancia entre ejes            | 40-50-60         | 40-50-60 |
| Altura de carpeta de compresión | 5                | 5        |
| Altura de complemento           | (10-25)          | (10-25)  |
| Altura paquete estructural      | (15-30)          | (15-30)  |

Fuente: Catálogo “Pretensa” (Año 2016)

Los datos que se introdujeron en el programa Cypecad (versión 2014) para el diseño y obtención de esfuerzos en las losas son los siguientes:

Canto de bovedilla: 15 cm

Espesor de la capa de compresión: 5 cm

Ancho del nervio: 11 cm

Volumen de hormigón: 0,09 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Peso Propio: 2,207 KN/m<sup>2</sup>

Incremento del ancho de nervio: 0cm

Intereje: 50 cm (separación entre ejes de viguetas)

Bovedilla: De poliestireno (44 cm x 15 cm x 100 cm.)

Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada

### 3.5.2.2. Canto mínimo.

Se verificarán los resultados de la losa de mayor luz que corresponde a la losa U27 (véase ANEXO 5 (Plano de losas) y ANEXO 4 (Memorias de cálculo y Resultados), cuyas dimensiones son las siguientes:

$$L_x = 4,75 \text{ m} \quad L_y = 6,05 \text{ m}$$

El criterio para elegir el sentido de la colocación de viguetas fue con base en la continuidad de los paños y la obtención de momentos flectores menores, por lo que las viguetas están paralelamente dispuestas a la luz menor de la losa.

➤ Determinación del canto mínimo (h): Según la norma CBH-87, en estructuras de luces menores a 6 m, no es necesario realizar la verificación por deflexión si se utiliza las relaciones de canto/luz en función de la tabla 22 (véase 2.3.3.3.2).

$$h = \frac{L}{24} = \frac{4,75\text{m}}{24} = 0,1979 \text{ m} \cong 0,20 \text{ m}$$

### 3.5.2.3. Armadura de reparto.

Será necesario colocar armadura mínima en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura y contracción de fraguado del concreto. Por tal motivo, según lo indicado en 2.3.3.3.2 la armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

Espesor de la capa de compresión  $h_o = 5 \text{ cm}$

$$As \geq \frac{50 * ho}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$As \geq \frac{50 * 5cm}{\frac{500Mpa}{1,15}} \geq \frac{200}{\frac{500Mpa}{1,15}}$$

$$As \geq \frac{0,575cm^2}{m} \geq 0,46 \frac{cm^2}{m}$$

Para 1 m de losa se tiene  $\rightarrow As = 0,575 \text{ cm}^2$

Número de barras ( $\emptyset=6 \text{ mm}$ ) =  $As / A_{barra} (\emptyset 6) = 0,575 \text{ cm}^2 / 0,283 \text{ cm}^2 = 2,03 \approx 3$  barras, sin embargo, según CBH-87, el espaciamiento máximo entre barras es de 30 cm, por esta razón se considerará 5 barras de  $\emptyset=6 \text{ mm}$ , espaciadas cada 25 cm.

$$S = \frac{100 \text{ cm} - (5 * 0,6 \text{ cm})}{4} = 24,25 \cong 25 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Para 1 m de losa se utiliza:  $5 * 0,283 \text{ cm}^2 = 1,415 \text{ cm}^2$

$$1,415 \text{ cm}^2 / \text{m} > 0,575 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (\text{Cumple})$$

Finalmente, la armadura de reparto que se colocará en las losas aligeradas en dirección perpendicular a la del armado de las viguetas será:  $\emptyset 6 \text{ mm c} / 25 \text{ cm}$ .

#### 3.5.2.4. Cálculo de la armadura para momentos positivos.

No se realizará el cálculo de armadura positiva, debido a que empresas comerciales de viguetas pretensadas proporcionan momentos admisibles para cada tipo vigueta, en función del momento flector actuante. Se calculará el momento flector actuante y en función de éste valor se elegirá el tipo de vigueta a utilizar.

##### (1) Cálculo de cargas sobre la vigueta pretensada.

Del diseño estructural con ayuda del software Cypecad (versión 2014) se tiene un momento positivo último de diseño para un nervio de:

$$(+ ) = 21,10 \text{ KN} * \text{m} = 2110 \text{ kg} * \text{m}$$

Una vigueta tipo 7 de la línea “Pretensa” resiste un momento admisible de  $2247 \text{ kg} * \text{m} / \text{m}$ .

$$M_{adm} > M \rightarrow 2247 \text{ kg} * \text{m} / \text{m} > 2110 \text{ kg} * \text{m} / \text{m} \quad (\text{Cumple})$$

Por tanto, el diseño de la losa alivianada constituida por complementos de plastroformo de  $15 \times 40 \times 100 \text{ cm}$ , viguetas pretensadas separadas a 50 cm entre ejes, capa de compresión de 5 cm de espesor de hormigón de  $f_{ck} = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$ , en la que se debe incorporar una armadura de reparto de  $\emptyset=6 \text{ mm}$ , espaciada cada 25 cm, cumple satisfactoriamente con los requisitos de resistencia.

En el ANEXO 5 se encuentra la tabla de momentos flectores admisibles de las viguetas “Pretensa”.

La esencia del pretensado consiste en aplicar a una estructura o elemento estructural fuerzas tales que contrarresten los efectos de las cargas posteriores. Específicamente, se introducen antes de cargar la pieza fuerzas tales que produzcan tensiones internas opuestas en signo y distribución a las producidas posteriormente por las cargas exteriores. Como las tensiones totales resultantes son la suma de las producidas por el pretensado y las originadas por la carga útil, se mejora el comportamiento del elemento.

En resumen, pretensar es introducir tensiones iguales y contrarias a los que producen las cargas. Una de las peculiares consideraciones en el hormigón pretensado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el elemento o estructura está sujeto. Durante cada uno de estos estados hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes solicitaciones.

**Estado 1:** El elemento no está bajo el pre esfuerzo, es decir la fuerza de pretensado  $P_0=0$ .

**Estado 2:** El elemento está bajo el pre esfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, solamente al peso propio de la viga  $M_0$ . El Momento flector es causado por la fuerza de pretensado ( $P_0$ ).

En otras palabras, cuando la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón (esto es, en el procedimiento cuando se aflojan los gatos) la viga se levanta sobre su lecho, momento en el que el peso de la viga, se convierte en una carga activa.

En otras palabras, el emplazamiento y magnitud de la fuerza de pretensado debe elegirse de tal forma que en esta etapa la tracción en la fibra más elevada no supere el valor máximo estipulado del esfuerzo admisible a tensión ( $f_{ti}$ ). Similarmente, la compresión en la fibra inferior no debe superar en valor absoluto a la tensión de compresión máxima permitida ( $f_{ci}$ ).

**Estado 3:** Conocido como el “estado de carga balanceada”, donde el momento producido por el peso propio del elemento y el producido por las cargas que se le adicionan inicialmente, se igualan al momento producido por la fuerza de pretensado (de signo contrario), es decir, que al ser iguales, estos momentos se anulan.

**Estado 4:** Posteriormente, cuando la viga está instalada, esta es sometida a las cargas de servicio, que se componen del peso muerto adicional, como forjados de piso soportados por la viga, y las sobrecargas de uso del proyecto. Esta carga superpuesta produce el momento adicional y las tensiones de flexión. Estas tensiones de flexión se superponen a las producidas por el pretensado y el peso de la viga. Por lo tanto, bajo la carga de proyecto, las tensiones en las fibras extremas de compresión y tensión son  $f_{cs}$  y  $f_{ts}$  respectivamente.

En otras palabras, el emplazamiento y magnitud de la fuerza de pretensado deben elegirse de tal forma que en esta etapa la máxima tensión de tracción que actúa ahora en la fibra inferior, y la máxima tensión de compresión, que actúa en la fibra más elevada, no superen los límites fijados. De acuerdo a lo explicado anteriormente, se verificarán los esfuerzos de la vigueta en los estados (tiempo = 0) y tiempo infinito ( $t=\infty$ ), es decir en el estado 2 y el estado 4, respectivamente.

### 3.5.2.5. Cálculo de pérdidas en la fuerza de pretensado.

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de elementos pretensados son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio.

Las pérdidas más significativas que se deben considerar para calcular el pre esfuerzo efectivo y las que especifican en la norma ACI 318-05 son las siguientes:

Tabla 49. Pérdidas en la fuerza de pretensado.

| Tipo de pérdida | Pérdida                                | Armaduras pretesas (pretensado) | Armaduras postesas (postensado) |
|-----------------|--|---------------------------------|---------------------------------|
| Instantáneas    | Por fricción entre cable y vaina       | NO                              | SI                              |
|                 | Por acuanamiento                       | NO                              | SI                              |
|                 | Por acortamiento elástico del hormigón | SI                              | SI/NO                           |
| Diferidas       | Por fluencia lenta del hormigón        | SI                              | SI                              |
|                 | Por contracción del hormigón           | SI                              | SI                              |
|                 | Por relajación del acero               | SI                              | SI                              |

Fuente: Elaboración Propia.

Hay una relación existente entre la fuerza de pretensado inicial ( $P_o$ ) y la fuerza de pretensado efectiva ( $P_e$ ):

$$n = \frac{P_e}{P_o}$$

#### (1) Propiedades de los materiales:

Luz de cálculo de la vigueta = 4,75 m

Resistencia característica de hormigón a compresión = 350 kg/cm<sup>2</sup>

Resistencia característica a tracción del acero de pre esfuerzo =  $f_{pu}$  = 18.000 kg/cm<sup>2</sup>

Peso específico del hormigón pretensado = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del pre esforzado:

$$f'_{ci} = 0,7 * f_c' = 0,7 * 350 = 245 \text{ kg/cm}^2$$

#### (2) Cálculo de la fuerza de pretensado inicial ( $P_o$ ):

El esfuerzo en el acero de pre esfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión viene dado por:

$$f_{ps} = 0,74 * f_{pu}$$

$$f_{ps} = 0,74 * 18000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 13320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de acero de pretensado es:  $A = N_b \text{ barras} * A_{\text{barra}}$

$$A = 4 * \frac{\pi * (0,4 \text{ cm})^2}{4} = 0,502654 \text{ cm}^2$$

Entonces la fuerza de pretensado inicial ( $P_o$ ) es:

$$P_o = f_{ps} * A = 13320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,502654 \text{ cm}^2 = 6695,362 \text{ kg}$$

**(3) Propiedades geométricas de la sección transversal de la vigueta:**

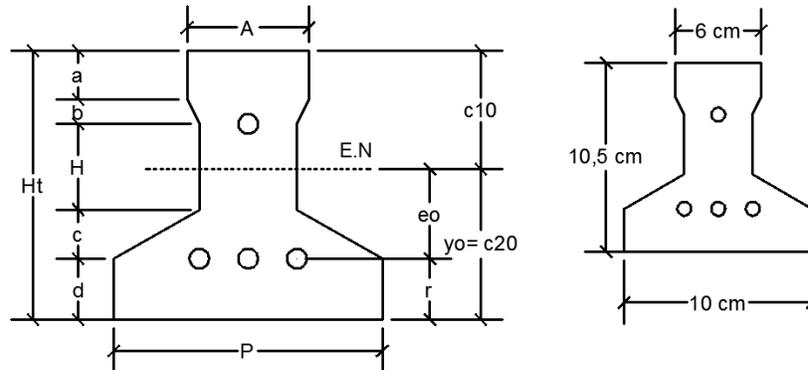


Figura 48. Geometría de la vigueta

Fuente: Elaboración Propia

$A = 0,06 \text{ m}$  ;  $P = 0,10 \text{ m}$  ;  $t = 0,04 \text{ m}$  (espesor del alma)

$a = 0,02 \text{ m}$  ;  $b = 0,01 \text{ m}$  ;  $H = 0,04 \text{ m}$  ;  $c = 0,02 \text{ m}$  ;  $d = 0,03 \text{ m}$

$L =$  Longitud de la viga =  $4,75 \text{ m}$

Altura total de la vigueta =  $H_t = 0,105 \text{ m}$

Brazo mecánico inferior =  $C_{20} = 0,044 \text{ m}$

Brazo mecánico superior =  $C_{10} = 0,0657 \text{ m}$

Recubrimiento inferior =  $r = 0,025 \text{ m}$

$eo = C_{20} - r = 0,01929 \text{ m}$

Área de la vigueta =  $A_o = 0,0077 \text{ m}^2 = 77 \text{ cm}^2$

Inercia de la vigueta =  $I_o = 8,646 \times 10^{-6} \text{ m}^4 = 864,690 \text{ cm}^4$

**(4) Cálculo del momento generado por el peso propio de la vigueta ( $M_o$ ):**

$q_o = A_o * \gamma_{H'P} = 0,0077 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 18,48 \text{ kg/m}$

$$M_o = \frac{q_o * L^2}{8} = \frac{18,48 * 4,75^2}{8} = 52,119 \text{ kg * m}$$

$$M_o = 5211,90 \text{ kg * cm}$$

Mayorando se tiene:

$$M_o = 52,119 \text{ kg * m} * 1,6 = 83,3904 \text{ kg * m} = 8339,04 \text{ kg * cm}$$

**3.5.2.5.1. Pérdida por acortamiento elástico del hormigón ( $\Delta f_{pES}$ ):**

A pesar de que el esfuerzo de pre esforzado varía en las diferentes secciones se estima esta pérdida con suficiente aproximación suponiendo que todo el elemento se acorta uniformemente, por lo tanto cumple la ley de Hooke:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} ; f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g$$

Donde:

$K_{es} =$  Factor  $\begin{cases} 1,00 \rightarrow \text{Para elementos pretensados} \\ 0,50 \rightarrow \text{Para elementos postensados} \end{cases}$

$E_s =$  Módulo de elasticidad del acero de pretensado

$f_{cir}$ =Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente después de aplicar al hormigón.

$E_{ci}$ = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicar el pretensado.

$f_{cpi}$ =Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida al  $P_{pi}$

$f_g$ = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida al peso de la estructura en el momento en que se aplica el pretensado.

$K_{cir}$ = Factor  $\begin{cases} 1,00 \rightarrow \text{Para elementos pretensados} \\ 0,90 \rightarrow \text{Para elementos postensados} \end{cases}$

(1) Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón al momento de aplicar el pretensado ( $E_{ci}$ ):

$$f'_{ci} = 0,70 * f'_c = 0,70 * 350 \text{ kg/cm}^2 = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 15100 * \sqrt{f'_{ci}} = 15100 * \sqrt{245} = 236352,385 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 195000 \text{ Mpa} = 1950000 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Cálculo de  $f_{cpi}$ :

$$e_o = 1,928 \text{ cm}$$

$$A_o = 0,0077 \text{ m}^2 = 77 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 6695,362 \text{ kg}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4$$

$$M_o = 8339,04 \text{ kg*cm}$$

$$f_{cpi} = \left| \frac{-P_o * e_o^2}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \right| = 115,752 \text{ kg/cm}^2$$

(3) Cálculo de  $f_g$ :

$$f_g = \frac{M_o * e_o}{I_o} = 18,599 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(4) Cálculo de  $f_{cir}$ :

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g = (1 * 115,752) - 18,599 = 97,153 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(5) Cálculo de la pérdida por acortamiento elástico del hormigón:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 801,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### 3.5.2.5.2. Pérdida Por fluencia lenta del hormigón ( $\Delta f_{pER}$ ):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pER} = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde:

$K_{cr}$ =Factor  $\begin{cases} 2,00 \rightarrow \text{Para elementos pretensados} \\ 1,60 \rightarrow \text{Para elementos postensados} \end{cases}$

$E_c$ = Módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días.

$f_{cds}$ =Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido pretensado.

(1)Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días ( $E_c$ ):

Resistencia característica de hormigón a compresión =  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} = 15100 * \sqrt{350} = 282495,1327 \text{ kg/cm}^2$$

(2)Cálculo de  $f_{cds}$ :

$$f_{cds} = \frac{Mds * e_{\infty}}{I_{\infty}}$$

Se calcula el momento (Mds) ocasionado por las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento:

$$M_{ds} = 0,20 * Md \quad ; \quad Md = \frac{q_p * L^2}{8}$$

Dónde: Md=Momento flector producido por las cargas permanentes sobrepuestas:

El valor de las cargas permanentes no estructurales y la sobrecarga de uso, se justifican en ANEXO 1.

$$\text{Por cargas permanentes} \rightarrow qd = qd' * 0,5 m = 145 \frac{kg}{m^2} * 0,5 m = 75 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Por sobrecarga de uso} \rightarrow q_L = q_L' * 0,5 m = 200 \frac{kg}{m^2} * 0,5 m = 100 \frac{kg}{m}$$

$$q_p = 75 + 100 = 175 \frac{kg}{m} \quad ; \quad Md = \frac{175 * 4,75^2}{8} = 493,554 kg * m$$

Mayorando se tiene:

$$Md = (493,554 kg * m) * 1,60 = 789,6864 kg * m$$

$$Mds = 0,20 * (789,6864 * 100) = 15793,728 kg * cm$$

(3)Cálculo de área homogeneizada: Se debe homogeneizar la sección debido a que los elementos de viga y losa tienen diferentes resistencias.

Para homogeneizar la sección se emplea la relación modular correspondiente a cada tipo de hormigón:

$$n = \frac{E(\text{vigüeta})}{E(\text{losa})} = \frac{15100 * \sqrt{f_c}}{15100 * \sqrt{f_c}} = \frac{15100 * \sqrt{350}}{15100 * \sqrt{250}} = 1,18$$

La nueva base de la losa homogeneizada es:  $b' = b/n = 0,50/1,18 = 0,424 m$

$$A_{\infty} = A_{\text{vigüeta}} + A_{\text{losa homogeneizada}} = 77 cm^2 + 259 cm^2$$

$$A_{\infty} = 336 cm^2$$

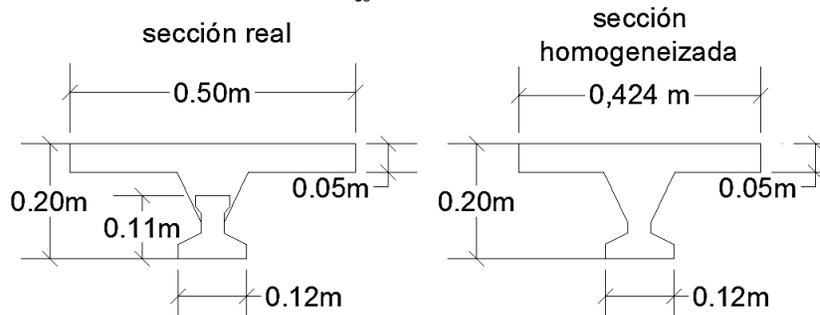


Figura 49. Sección homogeneizada de la vigüeta pretensada

Fuente: Elaboración Propia

Las propiedades geométricas de la sección homogeneizada son:

$$\text{Brazo mecánico inferior} = C_{2\infty} = 0,1401 m$$

$$\text{Brazo mecánico superior} = C_{1\infty} = 0,0599 m$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = r = 0,025 m$$

$$e_{\infty} = C_{2\infty} - r = 0,1150 m$$

$$\text{Área de la vigüeta} + \text{Alosa} = A_{\infty} = 0,0336 m^2 = 336 cm^2 \text{ (en el tiempo } \infty \text{)}$$

$$\text{Inercia de la vigüeta} = I_{\infty} = 0,000113451 m^4 = 11345,08421 cm^4$$

Reemplazando datos en:

$$f_{cds} = \frac{Mds * e_{\infty}}{I_{\infty}} = \frac{15793,728 \text{ kg} * \text{cm} * 11,50 \text{ cm}}{11345,08421 \text{ cm}^4} = 16,0233 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente la pérdida por fluencia lenta del hormigón ( $\Delta f_{pER}$ ) es:

$$\Delta f_{pER} = K_{cr} * \frac{Es}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

$$\Delta f_{pER} = 2 * \frac{1950000 \text{ kg/cm}^2}{282495,1327 \text{ kg/cm}^2} * \left( 97,153 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 16,0233 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$\Delta f_{pER} = 1120,040 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.5.2.5.3. Pérdida por contracción del hormigón ( $\Delta f_{pSR}$ ):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = (8,2 * 10^{-6}) * K_{sh} * Es * \left( 1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) * (100 - RH)$$

Donde:

$K_{sh} = 1$  (Para elementos pretensados)

$V/S = \text{Relación volumen} / \text{superficie}$ , se toma como el área bruta de la sección dividida por su perímetro

$RH = \text{Humedad relativa ambiente media alrededor del hormigón}$

Reemplazando los siguientes datos se tiene:

$Es = 1950000 \text{ kg/cm}^2 = 27771900 \text{ Psi}$

$V/S = A/P = 77 \text{ cm}^2 / 46,26 \text{ cm} = 1,664 \text{ cm} = 0,655 \text{ pulg.}$

$RH = 70 \%$  (humedad relativa en Tarija)

$$\Delta f_{pSR} = (8,2 * 10^{-6}) * 1 * 27771900 \text{ Psi} * (1 - 0,06 * 0,655) * (100 - 70)$$

$$\Delta f_{pSR} = 6563,28 \text{ Psi} = 460,840 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.5.2.5.4. Pérdida por relajación del acero ( $\Delta f_{pCR}$ ):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Donde:

$K_{re}, J, C = \text{Factores en función al tipo de acero}$

$SH = \text{Pérdida de tensión debida a la contracción del hormigón}$

$CR = \text{Pérdida de tensión debida a la fluencia lenta del hormigón}$

$ES = \text{Pérdida de tensión debida al acortamiento elástico del hormigón}$

Reemplazando los siguientes datos:

Pérdida por acortamiento elástico del hormigón ( $\Delta f_{pES}$ )  $\rightarrow ES = 801,55 \text{ kg/cm}^2 = 11415,69 \text{ Psi}$

Pérdida por fluencia lenta del hormigón ( $\Delta f_{pER}$ )  $\rightarrow CR = 1120,040 \text{ kg/cm}^2 = 15951,61 \text{ Psi}$

Pérdida por contracción del hormigón ( $\Delta f_{pSR}$ )  $\rightarrow SH = 460,840 \text{ kg/cm}^2 = 6563,28 \text{ Psi}$

Para acero de baja relajación (grado 270) de relación  $f_{pi}/f_{pu} = 0,74$   $\left\{ \begin{array}{l} K_{re} = 5000 \text{ Psi} \\ J = 0,04 \\ C = 0,95 \end{array} \right.$

$$\Delta f_{pCR} = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

$$\Delta f_{pCR} = [5000 - 0,04(6563,28 + 15951,61 + 11415,69)]0,95$$

$$\Delta f_{pCR} = 3460,638 \text{ Psi} = 242,99 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.5.2.5.5. Cálculo de la fuerza de pretensado efectiva ( $P_e$ ):

Finalmente se suman todas las pérdidas, y se calcula la fuerza de pretensado efectiva ( $P_e$ ):

$$\sum \Delta f = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pER} + \Delta f_{pCR} = 2625,419 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \sum \Delta f * A = 2625,419 \text{ kg/cm}^2 * 0,5026 \text{ cm}^2 = 1319,679473 \text{ kg}$$

La relación existente entre la fuerza de pretensado inicial ( $P_o$ ) y la fuerza de pretensado efectiva ( $P_e$ ) es la siguiente:

$$P_e = P_o - P = 6695,362 \text{ kg} - 1319,679 \text{ kg} = 5375,68 \text{ kg}$$

$$n = \frac{P_e}{P_o} = \frac{5375,68 \text{ kg}}{6695,362 \text{ kg}} = 0,8029$$

### 3.5.2.6. Diseño a flexión con base en límites en el esfuerzo del hormigón.

De acuerdo a 2.3.3.3 la verificación de esfuerzos admisibles en la vigueta pretensada se realizará con base en la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute), debido a que la Norma Boliviana CBH-87 no contempla el diseño de hormigón pre esforzado.

#### 3.5.2.6.1. Cálculo de tensiones admisibles en Estado 2 (tiempo = 0) y Estado 4 (tiempo= $\infty$ ):

En el Estado 2 se tiene:

$$\text{Esfuerzo admisible a tracción} \rightarrow f_{ti} = 0,80 * \sqrt{f'ci} = 0,80 * \sqrt{245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo admisible a compresión} \rightarrow f_{ci} = 0,60 * f'ci = 0,60 * 245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En el Estado 4 se tiene:

$$\text{Esfuerzo admisible a tracción} \rightarrow f_{ts} = 1,6 * \sqrt{f'c} = 1,6 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 29,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo admisible a compresión} \rightarrow f_{ci} = 0,45 * f'c = 0,45 * 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 157,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

#### 3.5.2.6.2. Verificación de esfuerzos en tiempo Estado 2 (tiempo 0):

Se debe verificar lo siguiente:

$$+ \frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci} \quad ; \quad - \frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

(1) Verificación de esfuerzos en la fibra traccionada:

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2 \quad M_o = 8339,04 \text{ kg*cm} \quad P_o = 6695,362 \text{ kg}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4 \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad A_o = 77 \text{ cm}^2 \quad C_{10} = 6,57 \text{ cm}$$

$$- \frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$-52,196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 12,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

(2) Verificación de esfuerzos en la fibra comprimida:

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2 \quad M_o = 8339,04 \text{ kg*cm} \quad P_o = 6695,362 \text{ kg}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4 \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad A_o = 77 \text{ cm}^2 \quad C_{20} = 4,44 \text{ cm}$$

$$+ \frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$-110,376 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

#### 3.5.2.6.3. Verificación de esfuerzos en tiempo Estado 4 (tiempo $\infty$ ):

Se debe verificar lo siguiente:

$$- \frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_o * n * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$+ \frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

(1) Cálculo de momento flector actuante ( $M_{\infty}$ ):

El valor de las cargas permanentes no estructurales y la sobrecarga de uso, se justifican en ANEXO 1.

- Por peso propio:  $q_o = A_o * \gamma_{H^*P^*} + (sh) * \gamma_{H^*A^*}$

$$q_o = \left(0,0077m^2 * 2400 \frac{kg}{m^3}\right) + \left(0,0259m^2 * 2500 \frac{kg}{m^3}\right) = 83,23 kg/m$$

- Por cargas permanentes:  $q_d = q_d' * 0,5 m = 145 \frac{kg}{m^2} * 0,5 m = 75 kg/m$

- Por sobrecarga de uso:  $q_L = q_L' * 0,5 m = 200 \frac{kg}{m^2} * 0,5 m = 100 kg/m$

Sumando las cargas se tiene:  $\sum=q_T = 258,23 kg/m$

$$M_T = M_{\infty} = \frac{q_T * L^2}{8} = \frac{258,23 \frac{kg}{m} * (4,75m)^2}{8} * 1,60 = 1165,2628 kg * m$$

$$M_T = M_{\infty} = 116526,2875 kg * cm$$

(2) Verificación de tensiones en la fibra traccionada:

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 29,93 kg/cm^2 & M_{\infty} &= 116526,2875 kg*cm & P_o &= 6695,362 kg & n &= 0,8029 \\ I_{\infty} &= 11345,084 cm^4 & e_{\infty} &= 11,50cm & A_{\infty} &= 336 cm^2 & C_{2\infty} &= 14,01cm \\ & + \frac{M_T * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_o * e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_o}{A_{\infty}} & & \leq f_{ts} \\ & -0,411 \frac{kg}{cm^2} & \leq 29,93 \frac{kg}{cm^2} & (Cumple) \end{aligned}$$

(3) Verificación de tensiones en la fibra comprimida:

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -157,50 kg/cm^2 & M_{\infty} &= 116526,2875 kg*cm & P_o &= 6695,362 kg & n &= 0,8029 \\ I_{\infty} &= 11345,084 cm^4 & e_{\infty} &= 11,50cm & A_{\infty} &= 336 cm^2 & C_{1\infty} &= 5,99 cm \\ & - \frac{M_T * c_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{P_o * n * e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_o}{A_{\infty}} & & \geq f_{cs} \\ & -36,835 \frac{kg}{cm^2} & \geq -157,50 \frac{kg}{cm^2} & (Cumple) \end{aligned}$$

### 3.5.2.7. Armadura de momentos negativos.

Dado que se producen momentos flectores en cercanías de las columnas, se debe calcular la pieza para que resista en su extremo un momento flector negativo, no inferior a  $\frac{1}{4}$  del máximo positivo calculado para el vano.

En el apoyo de las viguetas (viga rectangular) hay un encuentro de las mismas, por lo que se producen momentos negativos, y se debe colocar una armadura que absorba dichos momentos y evite posibles fisuras.

Se calculará la armadura negativa para una banda de losa de 1 m:

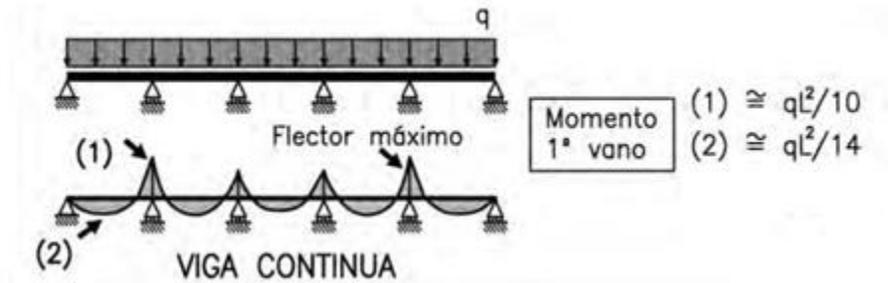
Cargas actuantes:

- Peso propio losa aliviada:  $2,207 KN/m^2 \rightarrow 224,97 kg/m^2 \approx 225 kg/m^2$
- Carga permanente no estructural:  $145 kg/m^2$
- Sobrecarga de uso:  $200 kg/m^2$

Sumando las cargas y mayorando se tiene:

$$q = 1,6 * (200 + 145 + 225) = 912 kg/m^2$$

Las viguetas y la capa de compresión actúan en conjunto como elemento estructural, por tanto, consideramos el momento flector negativo solicitado de una viga continua:



$$M(-) = \frac{q * L^2}{10} = \frac{912 * 4,75^2}{10} = 2057,7 \text{ kg} * \text{m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo  $\mu$ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{2057,7 * 100}{100 \text{ cm} * (20 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 \rightarrow \omega = 0,05006 \quad (\text{Véase tabla 19 en 2.3.3.3.1.1})$$

Entonces la armadura requerida es:

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05006 * 100 \text{ cm} * (20 - 4) \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \quad (\text{Para 1 metro de losa})$$

$$U = A_s * f_{yd} = 3,07 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 133,478 \text{ KN}$$

Comparado con la armadura mínima necesaria para acero AE 500  $\rightarrow \omega = 0,0028$

$$A_{s_{\min}} = \omega * b * d = 0,0028 * 100 \text{ cm} * (20 - 4) \text{ cm} = 4,48 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$A_s = 4,48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Para 1 metro de losa})$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, y Tabla 8.11 Armaduras comprimidas, para AH-500 y  $y_f = 1,15$ ) del libro Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se obtiene:

$$U = A_s * f_{yd} = 4,48 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 194,78 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura para una banda de losa de 1 m, cuyas correspondientes capacidades mecánicas son:

$$4 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$4\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow U = 196,7 \text{ KN}$$

La disposición de armadura se puede observar en la siguiente figura :

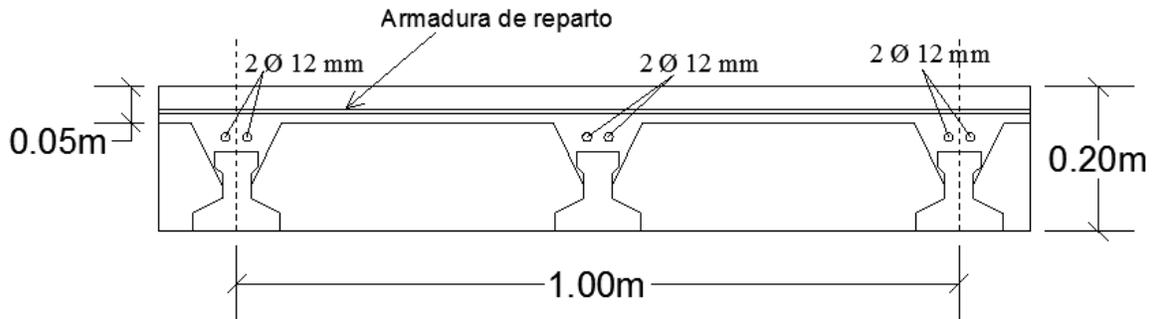


Figura 50. Disposición de armadura negativa en losa alivianada proporcionada por el programa.

Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U \text{ dispuesta} \geq U \text{ calculada manualmente}$$

$$196,70 \text{ KN} \geq 194,78 \text{ KN (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura negativa dispuesta por el programa.

### 3.5.2.8. Verificación a cortante.

De acuerdo a lo expuesto en 2.3.3.3.5, se verifica a cortante si:  $\emptyset(V_c) \geq V_u$

(1) **Fuerza cortante actuante ( $V_u$ )** = 16,26 KN = 1657,492 kg (véase figura 51)

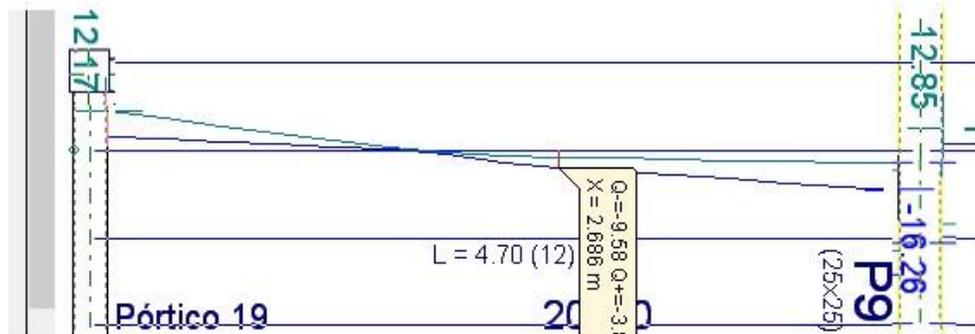


Figura 51. Diagrama cortante de la vigueta pretensada

Fuente: Cypecad (Versión 2014)

(2) **Resistencia al corte del hormigón ( $V_c$ ):**

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón ( $V_c$ ) se supone igual al menor de los valores entre la resistencia al agrietamiento de cortante por flexión ( $V_{ci}$ ) y la resistencia al agrietamiento por cortante en el alma ( $V_{cw}$ ).

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{7} * b_w * d$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) * \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d\right)$$

$$V_{cw} = 0,30 * (f_c' + f_{pc}) b_w * d_p + V_p$$

Se tiene los siguientes datos de la geometría de la vigueta:

$$b_w = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \quad d_p = 0,80 * h = 0,80 * 11 \text{ cm} = 8,8 \text{ cm} = 88 \text{ mm} \quad A_o = 77 \text{ cm}^2$$

$$I=I_o= 864,690 \text{ cm}^4 \quad Y_t= C_{20}= 4,44 \text{ cm} \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad P_e= 5375,68 \text{ kg}$$

- Cálculo de  $V_d$  (fuerza cortante no mayorada debido a la carga muerta):

$$q_o = A_o * \gamma_{HP} = 0,0077 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 18,48 \text{ kg/m}$$

$$V_d = \frac{q_o * L}{2} = \frac{18,48 * 4,75}{2} = 43,89 \text{ kg} = 438,9 \text{ N}$$

- Cálculo de  $V_i$  y  $M_{m\acute{a}x}$  (fuerza cortante y máximo momento flector mayorado debido a cargas aplicadas externamente):

El valor de las cargas permanentes no estructurales y la sobrecarga de uso, se justifican en ANEXO 1.

$$\text{Por cargas permanentes} \rightarrow q_d = q_d' * 0,5 \text{ m} = 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Por sobrecarga de uso} \rightarrow q_L = q_L' * 0,5 \text{ m} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_p = (75 + 100) * 1,60 = 280 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El cortante en la sección crítica (a una distancia de  $H/2$  desde el apoyo se tiene):

$$V_i = 646,8 \text{ kg} = 6468 \text{ N}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 42,6335 \text{ kg} * \text{m} = 426335 \text{ N} * \text{mm}$$

- Cálculo del esfuerzo de compresión en el hormigón debido únicamente a la fuerza efectiva del pre esforzado  $f_{pe}$  (Mpa).

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e}{A_o} - \frac{P_e * e_o * c_{20}}{I_o} \right| = 122,91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 12,291 \text{ Mpa}$$

- Cálculo del esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas  $f_p$  (Mpa).

Carga correspondiente al peso propio  $\rightarrow q_o = 18,48 \text{ kg/m}$

El momento flector en la sección crítica (a una distancia de  $H/2$  desde el apoyo se tiene):

$$M_d = M_{O(h/2)} = 2,385 \text{ kg} * \text{m} = 23859,99 \text{ N} * \text{mm}$$

$$f_d = \frac{M_d * c_2}{I} = \frac{238,5 \text{ kg} * \text{cm} * 4,44 \text{ cm}}{864,690 \text{ cm}^2} = 1,2246 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0,12246 \text{ Mpa}$$

- Cálculo del momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente  $M_{cre}$  (N\*mm):

Reemplazando los datos en la siguiente expresión se tiene:

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{y_t} \right) * \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d \right) = 2953592,396 \text{ N} * \text{mm}$$

- Cálculo de resistencia al agrietamiento de cortante por flexión ( $V_{ci}$ ):

Reemplazando los datos en la siguiente expresión se tiene:

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{m\acute{a}x}} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{7} * b_w * d$$

$$V_{ci} = 46289,57712 \text{ N} > 2974,942977 \text{ N} \quad (\text{Cumple})$$

- Cálculo del esfuerzo de compresión en el hormigón (después de que han ocurrido las pérdidas de pre esforzado) en el centroide de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente  $f_{pc}$  (Mpa).

$$f_{pc} = \frac{Pe}{Ao} = \frac{5375,68 \text{ kg}}{77 \text{ cm}^2} = 69,814 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 6,981 \text{ Mpa}$$

- Calculo de resistencia al agrietamiento por cortante en el alma ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0,30 * (f_{c'} + f_{pc})b_w * d_p + Vp$$

$$V_{cw} = 0,30 * (35 + 6,981) * 40 \text{ mm} * 88 \text{ mm} + 0 = 44332,36497 \text{ N} = 4433,236 \text{ kg}$$

$V_c$  corresponde al valor menor de  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ :

$$V_c = 4433,236 \text{ kg}$$

### (3) Verificación:

$$\phi(V_c) \geq V_u$$

$$0,75 * 4433,236 \text{ kg} > 1657,492 \text{ kg}$$

$$3324,927 \text{ kg} > 1657,492 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

La sección del aligerado permite resistir de manera adecuada los esfuerzos de corte producidos por las cargas.

### 3.5.2.9. Cálculo de flechas.

Debido a la contra flecha provocada por la fuerza de pretensado inicial, los estados a considerarse son el inicial y cuando se aplica la carga de servicio bajo la fuerza pretensora efectiva.

Inmediatamente después de ocurrido el pre esfuerzo, la deformación es:

$$\Delta = -\Delta_{pi} + \Delta_o$$

Donde:

$$\Delta_{pi} = \frac{Po * e * L^2}{8 * E * I_o} ; \Delta_o = \frac{5 * q_o * L^2}{384 * E * I_o}$$

Reemplazando los siguientes datos se tiene:

$$L = 4,75 \text{ m} = 475 \text{ cm} \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad I_o = 864,690 \text{ cm}^4$$

$$Po = 6695,362 \text{ kg} \quad Pe = 5375,68 \text{ kg} \quad I_\infty = 11345,084 \text{ cm}^4$$

$$E = 15100 * \sqrt{f_{c'}} = 15100 * \sqrt{350} = 282495,1327 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$q_o$  = Carga de peso propio de la vigueta = 18,48 kg/m

Para una separación de viguetas de 0,50 m se tiene:

$q_{d1}$  = Carga muerta no estructural = 145 kg/m<sup>2</sup> → 72,5 kg/m

$q_i$  = Carga viva o de sobrecarga de uso = 200 kg/m<sup>2</sup> → 100 kg/m

$q_{pp}$  = Carga del paquete estructural = 225 kg /m<sup>2</sup> → 112,5 kg/m

Carga de complemento de plastroformo y capa de compresión:

$$(225 \text{ kg /m}^2 * 0,5 \text{ m}) - 18,48 \text{ kg/m} = 94,02 \text{ kg/m}$$

Adicionando la carga muerta no estructural, para obtener la carga muerta superpuesta ( $q_d$ ):

$$q_d = 94,02 \text{ kg/m} + 72,5 \text{ kg/m} = 166,52 \text{ kg/m}$$

$$\Delta_{pi} = -\frac{Po * e * L^2}{8 * E * I_o} = -1,49 \text{ cm} ; \Delta_o = \frac{5 * q_o * L^2}{384 * E * I_o} = 0,501 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi} * \frac{Pe}{Po} = 1,197 \text{ cm}$$

La deflexión ocasionada por el peso propio, cargas vivas y muertas se puede calcular con las siguientes ecuaciones:

Cálculo de las deflexiones instantáneas generadas por las cargas muerta y viva superpuestas, respectivamente ( $\Delta_d$  y  $\Delta_l$ ):

$$\Delta_d = \frac{5 * qd * L^4}{384 * E * I_{\infty}} = 0,344 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta_l = \frac{5 * ql * L^4}{384 * E * I_{\infty}} = 0,207 \text{ cm}$$

Para una duración de 5 años según ACI 318-05:

$$C_t = \frac{1825^{0,6}}{10 + 1825^{0,6}} * 2,35 = 2,12$$

Reemplazando datos en la ecuación siguiente se obtiene la deflexión neta para la carga de servicio completa que tiene en cuenta el efecto a largo plazo de las cargas sostenidas:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cc + (\Delta_o + \Delta_d)(1 + Cc) + \Delta_l$$

$$\Delta = -1,201 \text{ cm} = -12,01 \text{ mm}$$

Comparando con el valor límite para la flecha de acuerdo a ACI 318-05 en términos relativos a la longitud del elemento se tiene:

$$\Delta_T < \frac{L}{480} \rightarrow -12,01 \text{ mm} < \frac{4,75 * 1000 \text{ mm}}{480}$$

$$-12,01 \text{ mm} < 9,895 \text{ mm} \text{ (Cumple)}$$

### 3.5.3. Verificación del diseño de vigas de H° A.

#### 3.5.3.1. Verificación de Armadura longitudinal.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando software Cypecad (versión 2014). La viga de mayor sollicitación a flexión, es la viga del pórtico # 4 (tramo 2), ubicada entre pilares 8 y 9, como se puede ver en la figura siguiente:

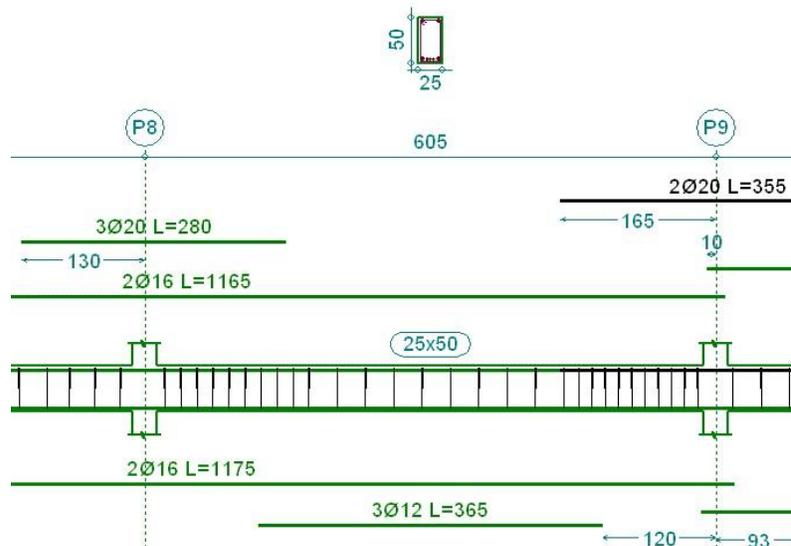


Figura 52. Disposición de armadura longitudinal y transversal del tramo 2 –Pórtico 4  
Fuente: Cypecad (versión 2014)

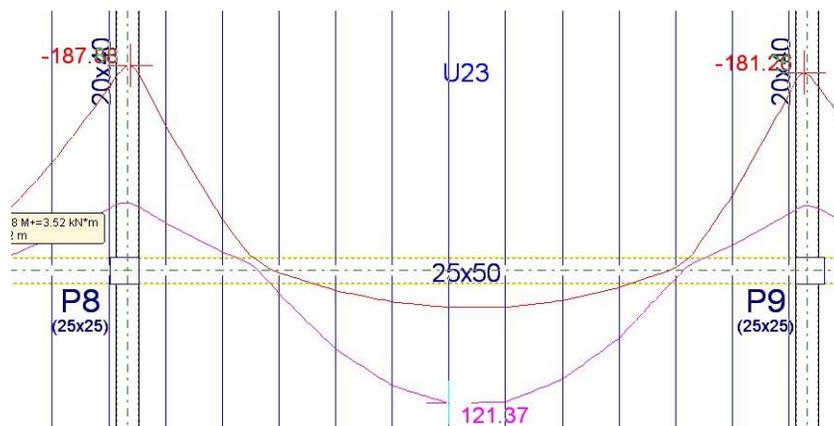


Figura 53. Envolvente de momento flector en KN\*m (tramo 2 – Pórtico Nº4)  
Fuente: Cypecad (versión 2014)

### 3.5.3.1.1. Verificación del momento positivo:

Datos de características de materiales:

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 16666,700 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 434782,608 \text{ KN/m}^2$$

Base  $b = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$ ; Altura  $h = 0,50 \text{ m} = 50 \text{ cm}$  ; recubrimiento  $= r = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$   
Canto útil  $= d = H - r = 0,455 \text{ m} = 45,5 \text{ cm}$

Refuerzo longitudinal:

$$\text{Armadura a tracción (As)} = 7,414 \text{ cm}^2 \begin{cases} 2 \text{ barras } \varnothing 16 \text{ mm} \rightarrow U = 174,80 \text{ KN} \\ 3 \text{ barras } \varnothing 12 \text{ mm} \rightarrow U = 147,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Armadura a compresión (As')} = 4,021 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras } \varnothing 16 \text{ mm} \rightarrow U' = 168,90 \text{ KN}$$

Momentos solicitantes:  $M_d (+) = 12137 \text{ kg*m} = 121,37 \text{ KN*m}$  (véase figura 53)

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, y Tabla 8.11 Armaduras comprimidas, para AH-500 y  $y_f=1,15$ ) del libro Hormigón Armado (Tomo I).13va Edición (1991)-Jiménez Montoya se obtiene:

$$\text{Capacidad mecánica a tracción (U)} = 174,80 + 147,50 = 322,30 \text{ KN}$$

$$\text{Capacidad mecánica a compresión (U')} = 168,90 \text{ KN}$$

#### (1) Cálculo de cuantías mecánicas:

Cuantía de compresión

$$\omega' = \frac{U'}{b * d * f_{cd}}$$

$$\omega' = 0,08909$$

Cuantía de tracción

$$\omega = \frac{U}{b * d * f_{cd}}$$

$$\omega = 0,17$$

Reemplazando en:

$$\omega = \omega' + \omega_o \rightarrow \omega_o = \omega - \omega' = 0,080914$$

De la tabla universal para flexión simple y compuesta (véase Tabla 19 en 2.3.3.1.1), se obtiene el correspondiente valor de momento reducido ( $\mu_o$ ):

$$\omega_o = 0,080914 \rightarrow \mu_o = 0,0755$$

#### (2) Cálculo del momento último resistido ( $\mu_u$ ):

$$\mu_u = \mu_o + \omega'(1 - \delta') \quad ; \quad \delta' = r/d$$

$$\mu_u = 0,15578 \quad ; \quad \delta' = 0,0989$$

**(3) Cálculo de momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,1407$$

**(4) Comprobación de la sección:**

La sección predefinida y las armaduras dispuestas ( $A_s$  y  $A_s'$ ) se verifican si:

$$\mu_u > \mu_d \\ 0,15578 > 0,1407 \text{ (Cumple)}$$

*La sección se encuentra en buenas condiciones de seguridad.*

**3.5.3.1.2. Verificación del momento negativo máximo:**

*Refuerzo longitudinal:*

$$\text{Armadura a tracción (} A_s) = 13,44 \text{ cm}^2 \begin{cases} 3 \text{ barras } \emptyset 20 \text{ mm} \rightarrow U = 409,80 \text{ KN} \\ 2 \text{ barras } \emptyset 16 \text{ mm} \rightarrow U = 174,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Armadura a compresión (} A_s') = 4,02 \text{ cm}^2 = 2 \text{ barras } \emptyset 16 \text{ mm} \rightarrow U' = 168,9 \text{ KN}$$

*Momentos solicitantes:*

$$M_d (-) = 18788 \text{ kg} \cdot \text{m} = 187,88 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (véase figura 45)}$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, y Tabla 8.11 Armaduras comprimidas, para AH-500 y  $y_f = 1,15$ ) del libro Hormigón Armado (Tomo I) 13va Edición (1991)-Jiménez Montoya se obtiene:

$$\text{Capacidad mecánica a tracción (} U) = 409,80 + 174,80 = 584,60 \text{ KN}$$

$$\text{Capacidad mecánica a compresión (} U') = 168,90 \text{ KN}$$

**(1) Cálculo de cuantías mecánicas:**

Cuantía de compresión

$$\omega' = \frac{U'}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \\ \omega' = 0,08909$$

Cuantía de tracción

$$\omega = \frac{U}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \\ \omega = 0,30836$$

Reemplazando en:

$$\omega = \omega' + \omega_o \rightarrow \omega_o = \omega - \omega' = 0,21927$$

De la tabla universal para flexión simple y compuesta (véase Tabla 19 en 2.3.3.1.1), se obtiene el correspondiente valor de momento reducido ( $\mu_o$ ):

$$\omega_o = 0,21927 \rightarrow \mu_o = 0,19$$

**(2) Cálculo del momento último resistido ( $\mu_u$ ):**

$$\mu_u = \mu_o + \omega'(1 - \delta') \quad ; \quad \delta' = r/d \\ \mu_u = 0,27028 \quad ; \quad \delta' = 0,0989$$

**(3) Cálculo de momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,217$$

**(4) Comprobación de la sección:**

La sección seleccionada y las armaduras  $A_s$  y  $A_s'$ , se verifican si:

$$\mu_u > \mu_d \\ 0,27028 > 0,21781 \text{ (Cumple)}$$

*La sección se encuentra en buenas condiciones de seguridad.*

### 3.5.3.2. Cálculo de armadura longitudinal.

Se realizará el cálculo de la armadura longitudinal de la viga perteneciente al tramo 2 (Pórtico N° 4) manualmente, para establecer la comparación porcentual de áreas requeridas respecto de los resultados obtenidos con el software Cypecad (versión 2014).

Las características de materiales y geometría de la sección se explicaron en 3.5.3.1.1.

*Momento solicitante:*  $M_d (+) = 12137 \text{ kg}\cdot\text{m} = 121,37 \text{ KN}\cdot\text{m}$  (véase figura 53)

#### (1) Cálculo del momento reducido adimensional:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{12137 \text{ kg}\cdot\text{m} \cdot 100}{25 \text{ cm} \cdot (45,50 \text{ cm})^2 \cdot 166,667 \text{ kg}/\text{cm}^2} = 0,1407$$

Comparando con el valor límite de momento reducido correspondiente al acero de  $f_{yk}=500 \text{ Mpa}$  (véase tabla 18 en página 32 extraída del libro de *Hormigón Armado* (Tomo I) 13va Edición pág. 284 -Jiménez Montoya, se tiene:

$$\mu_d < \mu_{\text{lim}} \rightarrow 0,1407 < 0,319 \rightarrow \text{Se requiere } A_s(+)$$

Por tanto, no se requiere armadura de compresión debido a que el canto útil de la sección es mayor al canto útil requerido, sin embargo, se dispone de armadura de compresión en esta sección (centro luz), debido a que en los extremos la viga soporta momentos negativos y se requiere disponer de armadura de tracción, y por constructividad ésta es continua en todo el claro de la viga, como se observa en la figura 52.

(2) **Determinación de cuantía geométrica:** De la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta (véase tabla 19 en 2.3.3.1.1), se obtiene el correspondiente valor de cuantía geométrica “ $\omega$ ”:

$$\mu = 0,1407 \rightarrow \omega = 0,15546$$

(3) **Cálculo de armadura ( $A_s$ ):** La armadura longitudinal a tracción ( $A_s(+)$ ) necesaria es:

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,15546 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 45,50 \text{ cm} \cdot \frac{166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6,7787 \text{ cm}^2$$

### 3.5.3.3. Armadura transversal.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando Cypecad (versión 2014), la viga pertenece al tramo 2 del pórtico N° 4, (véase figura 54).

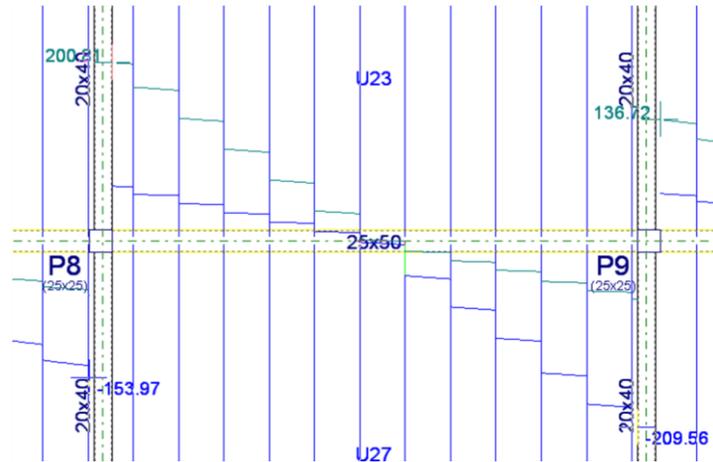


Figura 54. Envoltura de esfuerzo cortante de viga (tramo 2 –Pórtico Nº4)  
Fuente: Elaboración Propia

La verificación se realizará en el lugar donde se produzca máximo cortante:  
Apoyo izquierdo → (Pilar 9).

*Datos de características de materiales:*

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 16666,700 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 434782,608 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Base } b = 0,25 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Altura } h = 0,50 \text{ m} \rightarrow 50 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Recubrimiento} = r = 4,5 \text{ cm}$$

$$\text{Canto útil } = d = H - r = 45,5 \text{ cm} = 0,455 \text{ m} \quad ; \quad \text{Longitud de la viga (L)} = 6,05 \text{ m}$$

*Esfuerzos cortantes solicitantes:*

$$\text{Esfuerzo cortante máximo (apoyo en pilar 8) } V_{\max (+)} = V_{rd} = 200,81 \text{ KN} = 20469,928 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo cortante máximo (apoyo en pilar 9) } V_{\max (-)} = 209,56 \text{ KN} = 21361,876 \text{ kg}$$

*Refuerzo transversal dado por el programa:*

$$\text{Numero de estribos} = 61 \quad ; \quad \text{Øbarra} = 8 \text{ mm} \quad ; \quad S = 10 \text{ cm}$$

Como se explicó en 2.3.3.1.2 se deben realizar las siguientes comparaciones en el diseño a cortante:

- $V_{cu} > V_d \rightarrow$  El hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por tanto, no necesita armadura de cálculo. Sin embargo, se coloca  $A_s$  mínima.
- $V_{cu} < V_d < V_{u1} \rightarrow$  Se necesita armadura transversal para resistir el cortante debido a que el  $H^\circ$  no lo resiste por sí sólo.
- $V_{u1} < V_{u2} \rightarrow$  Ninguno de los casos anteriores, por tanto se debe aumentar la sección transversal de la viga.

**(1) Cálculo de la contribución del hormigón ( $V_{cu}$ ):**

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{166,667} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando valores, la contribución del hormigón es:

$$V_{cu} = 6,455 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 45,5 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 7342,538 \text{ kg}$$

**(2) Cálculo del agotamiento por compresión oblicua de almas ( $V_{u1}$ ):**

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \rightarrow 0,30 * 166,667 \frac{kg}{cm^2} * 25 \text{ cm} * 45,50 \text{ cm}$$

$$V_{u1} = 56875,11375 \text{ kg}$$

**(3) Determinación de  $V_{rd}$ :**

El cortante máximo de diseño, se produce en el apoyo derecho pilar 9,  $V_{rd1}$  es el cortante a una distancia  $a + d$ , como se observa en la figura 55.

En el caso de la viga,  $a = h_{\text{columna}} / 2$  y  $d$  es el canto útil de la viga.

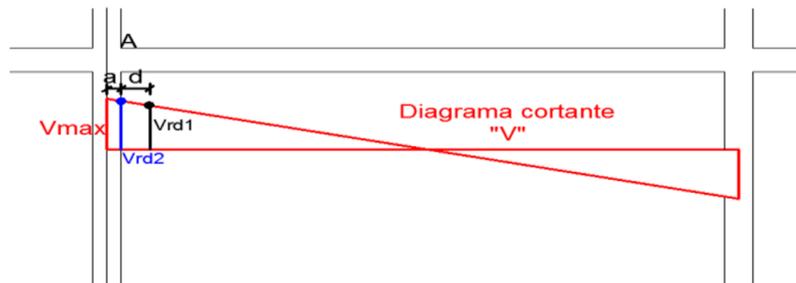


Figura 55. Diagrama de esfuerzo cortante  
Fuente: Elaboración Propia

Sección del pilar:  $H = 0,25\text{m} \rightarrow a = H/2 = 0,125 \text{ m}$

$d = 0,455 \text{ m} = 45,5 \text{ cm} \rightarrow a+d = 0,25/2 + 0,455 \text{ m} = 0,58 \text{ m}$

$$V_d = V \text{ en } x = a = 12,50 \text{ cm} \rightarrow 209,56 \text{ KN} = 21361,876 \text{ kg}$$

$$V_{u2} = V_{d2} = V \text{ en } x = a+d = 58 \text{ cm} \rightarrow 176,69 \text{ KN} = 18011,213 \text{ kg}$$

**(4) Determinación del caso correspondiente:** Comparando valores, se tiene:

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{u1}$$

$$7342,538 \text{ kg} < 18011,213 \text{ kg} < 56875,113 \text{ kg}$$

Por tanto, se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el  $H^o$  no resiste por sí sólo.

**(5) Cálculo de refuerzo transversal:**

Se calcula una armadura que resista el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{d2} = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_{d2} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 18011,213 \text{ kg} - 7342,538 \text{ kg} = 10668,675 \text{ kg}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,02 * b_w * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} ; \quad A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

Considerando un diámetro de estribos:  $\varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow A_s = 2 * (0,503 \text{ cm}^2) = 1,006 \text{ cm}^2$  (para 2 piernas), el espaciamiento de estribos será:

$$S = \frac{A_s * 0,90 * d * f_{yd}}{V_{su}} = \frac{1,006 \text{ cm}^2 * 0,90 * 45,50 \text{ cm} * 4347,826 \text{ kg/cm}^2}{10668,675 \text{ kg}}$$

$$S = 16,7885 \text{ cm} \text{ (Separación mínima calculada manualmente)}$$

$$S \approx 15 \text{ cm} \text{ (múltiplo de 5)}$$

**(6)Comparación de armadura transversal:**

Tabla 50. Comparación de armadura transversal calculada manualmente y calculada por el programa para el tramo 2- Pórtico 4

| Ubicación       | Cálculo manual de armadura transversal | Resultados dados por el programa Cypecad (versión 2014) |
|-----------------|--|---|
| 0- 1,65 m       | Ø 8 mm c/15 cm                         | Ø 8 mm c/15 cm  |
| 1,65 m - 4,50 m | Ø 8 mm c/30 cm                         | Ø 8 mm c/30 cm  |
| 4,50 m - 6,05 m | Ø 8 mm c/15 cm                         | Ø 8 mm c/10 cm  |

Fuente: Elaboración Propia

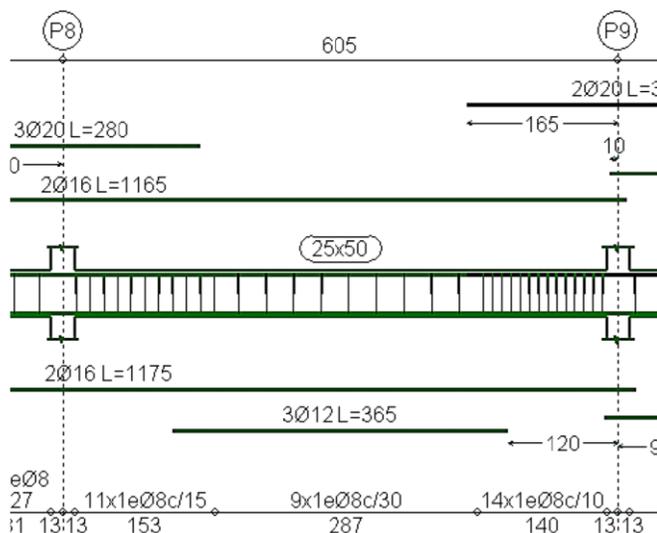


Figura 56. Armadura transversal (Viga tramo 2 –Pórtico 4)  
Fuente: Cypecad (versión 2014)

Finalmente, se verifica que la armadura transversal calculada por el programa, es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes solicitados, debido a que la armadura dispuesta (estribos de  $\varnothing = 8 \text{ mm c/10 cm}$ ), es de igual diámetro al calculado manualmente y de menor separación que el espaciamiento calculado manualmente, por tanto, esta disposición favorece a la seguridad al momento de resistir el esfuerzo cortante.

Inicialmente el programa arrojó un valor de separación de estribos mínima de 13 cm, sin embargo, por constructividad se modificó la separación dada a una separación inferior que fuera múltiplo de 5 ( $S=10 \text{ cm}$ ), dicho espaciamiento resistirá favorablemente los esfuerzos cortantes solicitantes y facilitará el armado transversal de las vigas en cuanto a espaciamientos dispuestos. La diferencia del espaciamiento calculado manualmente y el espaciamiento obtenido por el programa es de aproximadamente 3 cm.

### 3.5.4. Verificación del diseño de columnas de H° A°

#### 3.5.4.1. Armadura longitudinal.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando el software Cypecad (versión 2014).

Columna a verificar: Pilar # 8 (pórtico #4, del tramo: Primer piso)

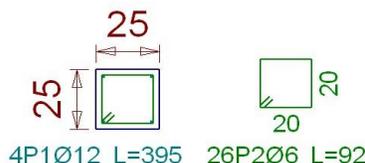


Figura 57. Armadura dispuesta por el programa en columna № 8(Pórtico # 4–Tramo: Primer piso)

Fuente: Cypecad (versión 2014)

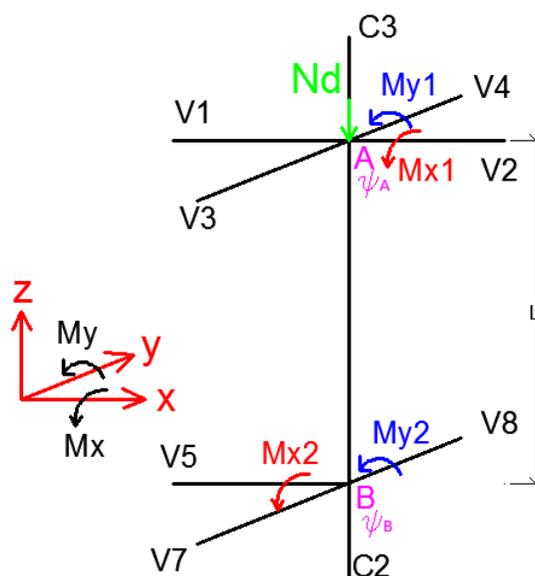


Figura 58. Idealización de esfuerzos solicitantes en columna de hormigón armado en el que concurren vigas en cara inferior y superior.

Fuente: Elaboración propia

*Refuerzo longitudinal dado:*

4 barras Ø 12 mm → U= 190 KN

*Refuerzo transversal dado:*

N estribos = 21

Ø barra = 6mm

S =15cm

*Geometría de la columna:*

Longitud =3,10 m

Sección: h =b =0,25 m

*Esfuerzos solicitantes en cara inferior del pilar:*

$My(+)$  = 50 kg\*m = 0,50 KN\*m

$Mx(-)$  = 946 kg \*m = 9,46 KN\*m

$Nmáx$  = 47288 kg = 472,88 KN

*Esfuerzos solicitantes en cara superior del pilar:*

$My(+)$  = 44 kg\*m = 0,44 KN\*m

$Mx(-)$  = 817 kg \*m = 8,17 KN\*m

### 3.5.4.1.1. Cálculo de la longitud de pandeo de la pieza (Lo):

*Datos de características de materiales:*

De acuerdo a lo expuesto en 2.3.1.3 en el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %, por tanto, se tiene:

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 0,90 * f_{ck}/1,5 = 150 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,50 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,8260 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 43,4782 \text{ KN/cm}^2$$

$$b = h = 0,25 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm} \quad ; \text{ Recubrimiento mecánico} = r = 4 \text{ cm}$$

Pórtico: Intraslacional (véase definición en 2.3.3.2.2)

La longitud de pandeo se la obtiene con la siguiente expresión:

$$L_0 = \alpha * L$$

Dónde:

$\alpha$  = Se obtiene entrando con  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$ , en el monograma correspondiente.

La longitud de pandeo de la pieza depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos y se obtiene con las siguientes expresiones:

$$\psi_A = \frac{\sum E_c * \frac{I_c}{\ell_{ic}} (\text{columnas que concurren en A})}{\sum E_v * \frac{I_v}{\ell_v} (\text{vigas que concurren en A})}$$

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\psi_A + \psi_B) + 3(\psi_A * \psi_B)}{1,28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3(\psi_A * \psi_B)}$$

Rigideces de las vigas que concurren en A:

*Viga 1:*

$$L_1 = 5,15 \text{ m} \quad I_{x1} = 0,0026 \text{ m}^4$$

$$b_1 = 0,25 \text{ m} \quad I_{y1} = 0,0007 \text{ m}^4$$

$$H_1 = 0,50 \text{ m} \quad E = \text{cte}$$

$$E * I_{x1} / L_1 = 0,000510$$

$$E * I_{y1} / L_1 = 0,00013$$

*Viga 2:*

$$L_2 = 6,05 \text{ m} \quad I_{x2} = 0,0026 \text{ m}^4$$

$$b_2 = 0,25 \text{ m} \quad I_{y2} = 0,0007 \text{ m}^4$$

$$h_2 = 0,50 \text{ m} \quad E = \text{cte}$$

$$E * I_{x2} / L_2 = 0,00043$$

$$E * I_{y2} / L_2 = 0,00011$$

*Viga 3:*

$$L_3 = 3,7 \text{ m} \quad I_{x3} = 0,0011 \text{ m}^4$$

$$b_3 = 0,2 \text{ m} \quad I_{y3} = 0,0003 \text{ m}^4$$

$$h_3 = 0,40 \text{ m} \quad E = \text{cte}$$

$$E * I_{x3} / L_3 = 0,00029$$

$$E * I_{y3} / L_3 = 0,000072$$

*Viga 4:*

$$L_4 = 3,70 \text{ m} \quad I_{x4} = 0,0011 \text{ m}^4$$

$$b_4 = 0,2 \text{ m} \quad I_{y4} = 0,0003 \text{ m}^4$$

$$h_4 = 0,4 \text{ m} \quad E = \text{cte}$$

$$E * I_{x4} / L_4 = 0,00029$$

$$E * I_{y4} / L_4 = 0,000072$$

Rigideces de las vigas que concurren en B*Viga 5:*

$$\begin{aligned}
 L_5 &= 5,15 \text{ m} & I_{x5} &= 0,0007 \text{ m}^4 \\
 b_5 &= 0,2 \text{ m} & I_{y5} &= 0,0002 \text{ m}^4 \\
 h_5 &= 0,35 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x5} / L_5 &= 0,00014 & E^* I_{y5} / L_5 &= 0,000045
 \end{aligned}$$

*Viga 7:*

$$\begin{aligned}
 L_7 &= 3,7 \text{ m} & I_{x7} &= 0,000714583 \text{ m}^4 \\
 b_7 &= 0,2 \text{ m} & I_{y7} &= 0,000233333 \text{ m}^4 \\
 h_7 &= 0,35 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x7} / L_7 &= 0,00019 & E^* I_{y7} / L_7 &= 0,000063
 \end{aligned}$$

*Viga 8:*

$$\begin{aligned}
 L_8 &= 3,70 \text{ m} & I_{x8} &= 0,000714583 \text{ m}^4 \\
 b_8 &= 0,2 \text{ m} & I_{y8} &= 0,000233333 \text{ m}^4 \\
 h_8 &= 0,35 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x8} / L_8 &= 0,00019 & E^* I_{y8} / L_8 &= 0,000063
 \end{aligned}$$

Rigideces de las columnas que concurren en A.*Columna 1:*

$$\begin{aligned}
 L_1 &= 3,2 \text{ m} & I_{x1} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 b_1 &= 0,25 \text{ m} & I_{y1} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 h_1 &= 0,25 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x1} / L_1 &= 0,000101725 & E^* I_{y1} / L_1 &= 0,000101725
 \end{aligned}$$

*Columna 2:*

$$\begin{aligned}
 L_2 &= 3,1 \text{ m} & I_{x2} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 b_2 &= 0,25 \text{ m} & I_{y2} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 h_2 &= 0,25 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x2} / L_2 &= 0,000105007 & E^* I_{y2} / L_2 &= 0,000105007
 \end{aligned}$$

Rigideces de las columnas que concurren en B.*Columna 3:*

$$\begin{aligned}
 L_3 &= 3,1 \text{ m} & I_{x3} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 b_3 &= 0,25 \text{ m} & I_{y3} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 h_3 &= 0,25 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x3} / L_3 &= 0,000105007 & E^* I_{y3} / L_3 &= 0,000105007
 \end{aligned}$$

*Columna 4:*

$$\begin{aligned}
 L_4 &= 1,65 \text{ m} & I_{x4} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 b_4 &= 0,25 \text{ m} & I_{y4} &= 0,000325521 \text{ m}^4 \\
 h_4 &= 0,25 \text{ m} & E &= \text{cte} & E^* I_{x4} / L_4 &= 0,000197285 & E^* I_{y4} / L_4 &= 0,000197285
 \end{aligned}$$

Para momento  $M_y$  (giro en torno al eje  $y$ ), se tiene:

$$\Psi_{Ax} = 0,25503 \quad \Psi_{Bx} = 0,70045$$

Para momento  $M_x$  (giro en torno al eje  $x$ ), se tiene:

$$\Psi_{Ay} = 0,19137 \quad \Psi_{By} = 1,14124$$

Reemplazando los valores obtenidos en la siguiente expresión, para ambas direcciones se tiene:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4(\psi_A + \psi_B) + 3(\psi_A * \psi_B)}{1,28 + 2(\psi_A + \psi_B) + 3(\psi_A * \psi_B)} \rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0,6744 \\ \alpha_y = 0,6871 \end{cases}$$

Se determina la longitud de pandeo en ambos planos:

$$L_{oy} = L * \alpha_y \rightarrow L_{oy} = 3,1 * 0,6871 = 2,1299 \text{ m}$$

$$L_{ox} = L * \alpha_x \rightarrow L_{ox} = 3,1 * 0,6744 = 2,0908 \text{ m}$$

#### 3.5.4.1.2. Cálculo de esbeltez mecánica ( $\lambda$ ):

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{r_y}; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad \lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x}; \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Donde:

$$b = h = 0,25 \text{ m}$$

$$I = \text{Inercia de la sección de la columna} = (I_y) = I_x = 0,000325521 \text{ m}^4$$

$$A = \text{Área de la sección bruta de hormigón} = A = b * h = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$r = \text{Radio de giro} = (r_y) = r_x = 0,072168 \text{ m}$$

$\lambda$  = Esbeltez mecánica

Reemplazando datos en las expresiones anteriores, se tiene:

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{r_y} = 28,970; \quad \lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} = 29,513$$

Clasificación de la columna:

Corresponde al caso (1)  $\rightarrow \lambda < 35$  (véase clasificación en 2.3.3.2.4)

$$\lambda_x = 29,51 < 35 \rightarrow \text{La columna es corta}$$

Sin embargo, como hemos explicado en 2.3.3.2, el método de excentricidad ficticia es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ( $\lambda \leq 100$ ).

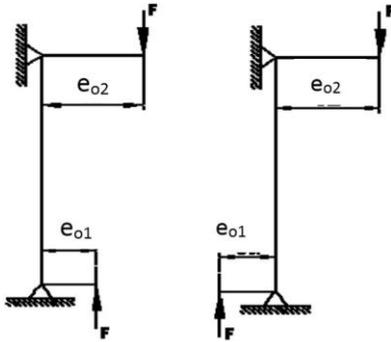
Se distinguen dos casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

#### 3.5.4.1.3. Cálculo de excentricidad de primer orden ( $e_o$ ), excentricidad adicional ( $e_a$ ), excentricidad ficticia ( $e_{fic}$ ) y excentricidad final ( $e_f$ ):

##### (1) Excentricidad de primer orden ( $e_o$ ):

Se tienen momentos en dos direcciones (X y Y) como se observa en la figura 58 en 3.5.4.1, por tanto, se calcularán las excentricidades finales para ambas direcciones.

En este caso, se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente, en la sección crítica, de valor:



$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} \geq 0,4 e_{o2}$$

$$e_o = \frac{M}{N}$$

Donde:

$e_{o1}$  y  $e_{o2}$  = Excentricidades de primer orden en los extremos siendo la de mayor valor que se tomará como positiva y la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda.

$$M_{x1} = 8,17 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x2} = 9,46 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N = 472,88 \text{ KN}$$

$$e_{o1y} = M_{x1} / N = 0,0172 \text{ m}$$

$$e_{o1y} = 17,277 \text{ mm}$$

$$e_{o2y} = M_{x2} / N = 0,02 \text{ m}$$

$$e_{o2y} = 20 \text{ mm}$$

$$M_{y1} = 0,44 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y2} = 0,50 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N = 472,88 \text{ KN}$$

$$e_{o1x} = M_{y1} / N = 0,000930 \text{ m}$$

$$e_{o1x} = 0,930 \text{ mm}$$

$$e_{o2x} = M_{y2} / N = 0,001057 \text{ m}$$

$$e_{o2x} = 1,057 \text{ mm}$$

La excentricidad equivalente se calcula con la siguiente expresión, donde  $e_{o1}$  = valor menor de  $e_o$  y  $e_{o2}$  = valor mayor de  $e_o$  calculado para cada dirección.

$$e_{o1} = 17,277 \text{ mm}$$

$$e_{o2} = 20 \text{ mm}$$

$$e_{oy} = (0,6 \cdot 20) + (0,4 \cdot 17,277)$$

$$e_{oy} = 18,91 \text{ mm}$$

$$e_{o1} = 0,930 \text{ mm}$$

$$e_{o2} = 1,057 \text{ mm}$$

$$e_{ox} = (0,6 \cdot 1,057) + (0,4 \cdot 0,930)$$

$$e_{ox} = 0,975 \text{ mm}$$

## (2) Excentricidad adicional o constructiva ( $e_a$ ):

No se tomará menor que el valor accidental mínimo según CBH-87:

$$e_a \geq \left[ \begin{array}{l} \frac{h}{20} \\ 2 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ mm} \end{array} \right]$$

Sección transversal de la columna:  $h = b = 25 \text{ cm}$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{b}{20} = \frac{250 \text{ mm}}{20} = 12,50 \text{ mm} \quad ; \quad 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

Se escoge el mayor valor como excentricidad constructiva  $\rightarrow e_{ax} = e_{ay} = 20 \text{ mm}$

**(3) Excentricidad ficticia ( $e_{fic}$ ):**

Para piezas de sección rectangular,  $e_{fic}$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h+20e_o}{h+10e_o} * \frac{lo^2}{i}$$

$$e_{ficY} = \left( 3 + \frac{4347,8260 \text{ kg/cm}^2}{3500} \right) * \frac{25 + 20(1,8191 \text{ cm})}{25 + 10(1,8191 \text{ cm})} * \frac{(2,1299 * 100)^2}{7,2168 \text{ cm}} * 10^{-4} = 3,7898 \text{ cm}$$

$$e_{ficX} = \left( 3 + \frac{4347,8260 \text{ kg/cm}^2}{3500} \right) * \frac{25 + 20(0,0975 \text{ cm})}{25 + 10(0,0975 \text{ cm})} * \frac{(2,0908 * 100)^2}{7,2168 \text{ cm}} * 10^{-4} = 2,685 \text{ cm}$$

**(4) Excentricidad final ( $e_f$ ):** Se tiene excentricidades finales para ambas direcciones:

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

$$e_{TY} = e_{oy} + e_{ay} + e_{ficY}$$

$$e_{TY} = 18,91 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 37,898 \text{ mm}$$

$$e_{TY} = 76,808 \text{ mm} = 7,68 \text{ cm}$$

$$e_{TX} = e_{ox} + e_{ax} + e_{ficX}$$

$$e_{TX} = 0,975 \text{ mm} + 20 \text{ mm} + 26,85 \text{ mm}$$

$$e_{TX} = 47,825 \text{ mm} = 4,78 \text{ cm}$$

**3.5.4.1.4. Cálculo de cuantía geométrica.**

Se debe verificar que el diseño sea un caso de flexión esviada o flexión compuesta. Si se cumple cualquiera de las siguientes relaciones, la comprobación a pandeo puede efectuarse independientemente en cada uno de los planos de pandeo.

$$\frac{e_{oy} * b}{e_{ox} * h} = \frac{18,91}{0,975} = 19,39 < \frac{1}{4} \text{ (No cumple)}$$

$$\frac{e_{ox} * b}{e_{oy} * h} = \frac{0,975}{18,91} = 0,0515 < \frac{1}{4} \text{ (Cumple)}$$

En la determinación de cuantía de acero se utilizará el ábaco en roseta de flexión esviada correspondiente a una armadura simétrica en las 4 caras y una relación de recubrimiento  $r=0,010 h$ . (pág. 492 del libro Hormigón Armado 14va Edición - Jiménez Montoya).

$$f_{yd} = 4347,826087 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,667 \text{ kg/cm}^2 = 1,66667 \text{ KN/cm}^2$$

$$h = b = 0,25 \text{ m} \rightarrow A_c = b * h = 625 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 4A$$

$$a = \text{altura } h = 25 \text{ cm}$$

$$b = \text{base } = b = 25 \text{ cm}$$

**(1) Determinación del momento normal y adimensional:**

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 0,90 * f_{ck} / 1,5 = 150 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,50 \text{ KN/cm}^2$$

$$N = 47288 \text{ kg} = 472,88 \text{ KN}$$

$$e_{ty} = 7,68 \text{ cm}$$

$$M_{ad} = e_{tx} * N d$$

$$M_{ad} = 363171,84 \text{ kg*cm}$$

$$M_{ad}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c * a * f_{cd}}$$

$$363171,84 \text{ kg * cm}$$

$$\mu_a = \frac{363171,84 \text{ kg * cm}}{625 \text{ cm}^2 * 25 \text{ cm} * 150 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu_a = 0,155$$

$$e_{tx} = 4,78 \text{ cm}$$

$$M_{bd} = e_{ty} * N d$$

$$M_{bd} = 226036,64 \text{ kg*cm}$$

$$M_{bd}$$

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c * b * f_{cd}}$$

$$226036,64 \text{ kg * cm}$$

$$\mu_b = \frac{226036,64 \text{ kg * cm}}{625 \text{ cm}^2 * 25 \text{ cm} * 150 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu_b = 0,096$$

Si  $\mu_a > \mu_b \rightarrow \mu_1 = \mu_a$  y  $\mu_2 = \mu_b$ , por tanto se tiene:

$$\mu_1 = 0,155 \quad ; \quad \mu_2 = 0,096$$

$$v = \frac{Nd}{Ac * f_{cd}} = \frac{47288 \text{ kg}}{625 \text{ cm}^2 * 150 \text{ kg/cm}^2} = 0,50$$

Con los valores de  $v$ ,  $\mu_1$  y  $\mu_2$ , se entra en la roseta escogida (Roseta de flexión esviada  $d=0,10a$ , de armadura simétrica en 4 caras, para acero AH-500) y se obtiene el valor de cuantía geométrica ( $\omega$ ).

| v    | $\omega$ |
|------|----------|
| 0,4  | 0,19     |
| 0,50 | x        |
| 0,6  | 0,21     |

Interpolando  $\rightarrow \omega = 0,20$

Se calcula el área total requerida:

$$\omega = \frac{A_{total} * f_{yd}}{Ac * f_{cd}} \rightarrow A_{total} = \frac{\omega * Ac * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{total} = 4,3125 \text{ cm}^2$$

La capacidad mecánica correspondiente a la cuantía geométrica ( $\omega$ ) calculada es:

$$U = As * f_{yd} = 4,3125 \text{ cm}^2 * 43,47826 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 187,5 \text{ KN}$$

#### 3.5.4.1.5. Verificación de armadura:

*Armadura longitudinal dada por el programa:* 4 barras  $\varnothing 12$  mm, cuya capacidad mecánica se obtiene de tabla 8.11 *Armaduras comprimidas- A500* del libro Hormigón Armado 14va Edición - Jiménez Montoya (2000).

$$(As = 4,52 \text{ cm}^2) \rightarrow U' = 190 \text{ KN}$$

Si  $U' > U$  calculada manualmente, el pilar resiste satisfactoriamente los esfuerzos solicitantes:

$$U' > U$$

$$190 \text{ KN} > 187,5 \text{ KN} \text{ (Cumple)}$$

#### 3.5.5. Verificación del diseño de zapatas de $H^\circ A^\circ$ .

La zapata a verificar es la que recibe esfuerzos del pilar P8 (pórtico 4), los esfuerzos solicitantes se obtuvieron del diseño con el programa Cypecad (versión 2014).

##### 3.5.5.1. Dimensionamiento en planta y en elevación.

Datos:

Carga axial de servicio (N) = 33019,056 kg

Carga axial mayorada (Nd) = 52830 kg = 528,30 KN

Momento actuante en eje X (sin mayorar) =  $M_x = -1,87 \text{ KN} * \text{m} = -187,004 \text{ kg} * \text{m}$

Momento actuante en eje Y =  $M_y = -0,133 \text{ KN} * \text{m} = -13,35 \text{ kg} * \text{m}$

Cortante actuante en eje X =  $Q_x = -6,956 \text{ KN} = -695,633 \text{ kg}$

Cortante actuante en eje Y =  $Q_y = -0,164 \text{ KN} = -16,439 \text{ kg}$

Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ ) =  $2 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$

Peso específico del hormigón armado ( $\gamma_c$ ) =  $2500 \text{ kg/m}^3$

Lado mayor de la sección del pilar ( $a_o$ ) = 0,25 m

Lado menor de sección del pilar ( $b_o$ ) = 0,25 m

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,67 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,826 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 43,478 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_f = 1,60 \text{ (Norma CBH -87)}$$

$$r = \text{recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

Se determinará las dimensiones en planta con la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{N+P}{a*b} \rightarrow A = a * b = \frac{N+P}{\sigma_{adm}} = \frac{N(1+\beta)}{\sigma_{adm}} \quad (1)$$

Donde:

N=Carga axial (kg)

P=Peso propio de la zapata (kg), que al no conocerse inicialmente, se asume un valor donde se supone que el peso P es una fracción  $\beta$  de la carga de servicio N:

$$\beta = \frac{14 - 0,02\sigma_{adm}}{100} \quad ; \quad \sigma_{adm} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$$

$$\beta = 0,10$$

Reemplazando valores en (1) se tiene:

$$A = a*b = 18173,028 \text{ cm}^2$$

Si  $b=a$  para zapata cuadrada, se obtienen las siguientes dimensiones en planta:

$$a*b = a^2 = 18173,028 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{18173,028 \text{ cm}^2} = 134,807 \text{ cm} \approx 135 \text{ cm}$$

### (1) Cálculo de la tensión uniforme del suelo ( $\sigma_t$ ):

Se considera una tensión uniforme del terreno y se prescinde del peso propio de la zapata, ya que, al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

➤ Valor de la presión del suelo para el cálculo estructural:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b} = \frac{52830 \text{ kg}}{135 * 135} = 2,898 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 289,8 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

$N_d$ =Axil mayorado, transmitido por el soporte.

➤ Valor de la presión del suelo real:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} = \frac{33019,056 \text{ kg}}{135 * 135} = 1,811 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm} = 2,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple)}$$

### (2) Cálculo de altura de la zapata:

Se determina los esfuerzos de cálculo ( $f_{vd}$ ) y el factor de cálculo ( $k$ ):

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \quad ; \quad k = \frac{4*f_{vd}}{\gamma_f*\sigma_{adm}} \quad ; \quad (\text{kp/cm}^2)$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{\frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1,50}} = 6,455 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad k = \frac{4 * 6,455 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1,6 * 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8,068$$

Se recomienda en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil "d" valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$\text{Por punzonamiento} \rightarrow d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2k-1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = \sqrt{\frac{25 \cdot 25}{4} + \frac{135 \cdot 135}{2 \cdot 8,068 - 1} - \frac{25 + 25}{4}} = 24,38 \text{ cm}$$

$$\text{Por corte en dirección } a \rightarrow d_2 = \frac{2(a - a_0)}{4 + k} = \frac{2(135 - 25)}{4 + 8,068} = 18,23 \text{ cm}$$

$$\text{Por corte en dirección } b \rightarrow d_3 = \frac{2(b - b_0)}{4 + k} = \frac{2(135 - 25)}{4 + 8,068} = 18,23 \text{ cm}$$

El canto mínimo, es el mayor de los 3 valores:  $d=24,381 \text{ cm}$

Por tanto, la altura total de la zapata es:

$$h = d + \text{recubrimiento} = 25 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm} > h \text{ mín} = 15 \text{ cm} \text{ (Según norma)}$$

El programa adoptó:  $h=35\text{cm} > h$  calculado = 30 cm, debido a que no se cumple la verificación a cortante con una altura de zapata de 30 cm, como se puede ver en el siguiente cálculo:

Se debe cumplir que:

$$V_{d2} \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d/2)$$

Donde:

$b_2$  y  $d_2$  = Dimensiones de la sección de referencia  $S_2$ , definida en 2.3.3.4.7.1

$f_{cv}$  = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$V_{d2}$  = Cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas del tipo I (es el que se produce en la sección de referencia  $S_2$ ).

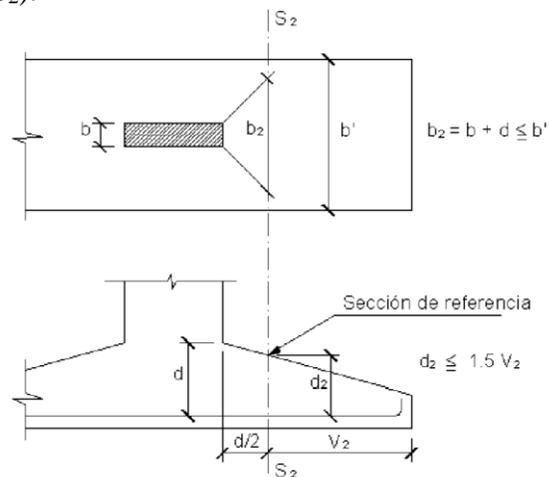


Figura 59. Sección de referencia  $S_2$  de zapata aislada.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH - 87)

Reemplazando los siguientes datos:

$$b = 25 \text{ cm} \quad ; \quad b' = 135 \text{ cm} \quad ; \quad d = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = v = 55 \text{ cm}$$

$$b_2 = b + d \leq b'$$

$$b_2 = 25 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm} \leq 135 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{0,10}{0,50} = \frac{y}{0,425} \rightarrow y = 0,085 \text{ cm}$$

$$d_2 = y + (0,20 \text{ m} - 0,05 \text{ m}) = 0,085 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 0,235 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,235 \text{ m} \leq v_2 = 0,55 \text{ m} \text{ (Cumple)}$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{\frac{250}{1,5}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Remplazando las expresiones en la ecuación del cortante de cálculo se tiene:

$$\begin{aligned} V_{d2} &\leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv} \\ \sigma_t * b * (v - d/2) &\leq 2 * b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv} \\ 2,898 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 135 \text{ cm} * \left(55 - \frac{25}{2}\right) &\leq 2 * 50 \text{ cm} * 23,5 \text{ cm} * 6,45 \text{ kg/cm}^2 \\ 16627,275 &\leq 15.157,5 \text{ kg (No Cumple)} \end{aligned}$$

Finalmente, se acepta la altura dispuesta por el programa:

$$H=35 \text{ cm}$$

### (3) Clasificación de la zapata:

*(v) en alguna de las direcciones > 2h → zapata flexible*

*vuelo (v), en ambas direcciones < 2h → zapata rígida*

$$v \text{ (el mayor de los vuelos)} \begin{cases} \text{vuelo en dirección } a \rightarrow v_a = \frac{a - a_o}{2} \\ \text{vuelo en dirección } b \rightarrow v_b = \frac{a - a_o}{2} \end{cases}$$

Al ser una zapata cuadrada se tiene:  $v_a = v_b = (135-25)/2 = 0,55 \text{ m}$

Remplazando los siguientes datos, determinamos la clasificación de la zapata:

$$\begin{aligned} v < 2h &\rightarrow 0,55 \text{ m} < 2 * 0,35\text{m} \\ 0,55 \text{ m} < 0,70 \text{ m (Cumple)} &\rightarrow \text{Zapata rígida} \end{aligned}$$

#### 3.5.5.2. Cálculo de esfuerzos en el terreno.

Se comprobará si la distribución de las presiones del terreno sobre la base de una zapata no rebasa la presión admisible del suelo.

##### (1) Esfuerzos en cara superior de la cimentación:

Carga axial de servicio (N) = 33019,056 kg

Carga axial mayorada (Nd) = 52830 kg = 528,30 KN

Momento actuante en eje X =  $M_x = -1,87 \text{ KN} * \text{m} = -187,004 \text{ kg} * \text{m}$

Momento actuante en eje Y =  $M_y = -0,133 \text{ KN} * \text{m} = -13,35 \text{ kg} * \text{m}$

Cortante actuante en eje X =  $Q_x = -6,956 \text{ KN} = -695,633 \text{ kg}$

Cortante actuante en eje Y =  $Q_y = -0,164 \text{ KN} = -16,439 \text{ kg}$

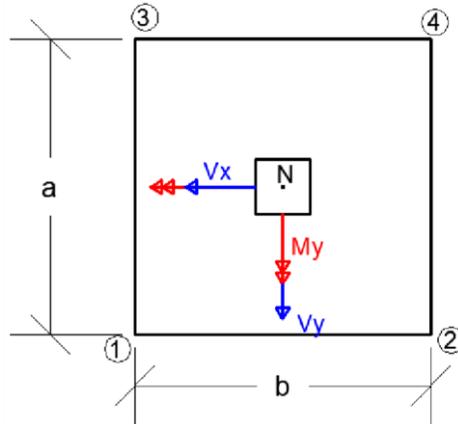


Figura 60. Esfuerzos en cara superior de la cimentación

Fuente: Elaboración Propia

## (2) Acciones en el plano de cimentación:

- *Axil en el plano de cimentación:* Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio de la misma:

$$V_1 = \frac{h_1}{3} * (A_B + A_b + \sqrt{A_B * A_b}) \quad ; \quad A_B = a * b \quad ; \quad A_b = h' * h'$$

$$H_1 = 0,15 \text{ m} \quad ; \quad V_2 = h_2 * a * b \quad ; \quad h_2 = 0,20 \text{ m} \quad ; \quad a = b = 1,35 \text{ m}$$

Altura total de la zapata =  $h = h_1 + h_2 = 0,15 \text{ m} + 0,20 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$

$h'$  base menor de la zapata = 0,35 m

$\gamma_c$  = Peso específico del hormigón = 2500 kg/m<sup>3</sup>

$$A_B = a * b = 1,8225 \text{ m}^2 \text{ (zapata cuadrada)} \quad ; \quad A_b = h' * h' = 0,1225 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{0,15}{3} * (1,8225 + 0,1225 + \sqrt{1,8225 * 0,1225}) = 0,120875 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0,20 \text{ m} * (1,35 \text{ m} * 1,35 \text{ m}) = 0,3645 \text{ m}^3$$

$$V \text{ zapata} = V_1 + V_2 = 0,485375 \text{ m}^3$$

Peso propio zapata (G) =  $\gamma_c * V_{zapata} = 2500 \text{ kg/m}^3 * 0,485375 \text{ m}^3 = 1213,4375 \text{ kg}$

Carga axial total (N<sub>real</sub>) =  $N + G = 33019,056 \text{ kg} + 1213,4375 \text{ kg} = 34232,4935 \text{ kg}$

- *Momentos en el plano de cimentación:* Como existen fuerzas cortantes (Qx y Qy) en cara superior de la zapata, es necesario calcular los momentos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M_x' \pm (h * Q_y) \quad ; \quad M_y = M_y' \pm (h * Q_x)$$

Se considera el signo positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y se considera signo negativo si tiene sentido contrario.

$$M_y' = 13,358 \text{ kg*m} + (0,35 \text{ m} * 695,6328 \text{ kg}) = 256,829 \text{ kg*m} = 25682,953 \text{ kg*cm}$$

$$M_x' = 187,004 \text{ kg*m} - (0,35 \text{ m} * 16,439 \text{ kg}) = 179,811 \text{ kg*m} = 18125,035 \text{ kg*cm}$$

**(3) Cálculo de esfuerzos máximos y mínimos en la base de la zapata:**

$$\sigma = \frac{N}{a * b} \pm \frac{6 * Mx'}{a * b^2} \pm \frac{6 * My'}{b * a^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} - \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} - \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,771 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} + \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} + \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,985 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que:

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\max} \rightarrow 2,00 \text{ kg/cm}^2 > 1,985 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, la cimentación es estable.

**(4) Cálculo de esfuerzos en las aristas de la zapata:**

$$\sigma_1 = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} - \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} + \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,896 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} - \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} - \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,771 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} + \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} + \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,985 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{34232,4935 \text{ kg}}{135 \text{ cm} * 135 \text{ cm}} + \frac{6 * 18125,035 \text{ kg} * \text{cm}}{135 \text{ cm} * (135 \text{ cm})^2} - \frac{6 * 25682,953 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (135 \text{ cm})^2} = 1,859 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1, \sigma_1, \sigma_1, \sigma_1 < 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple)}$$

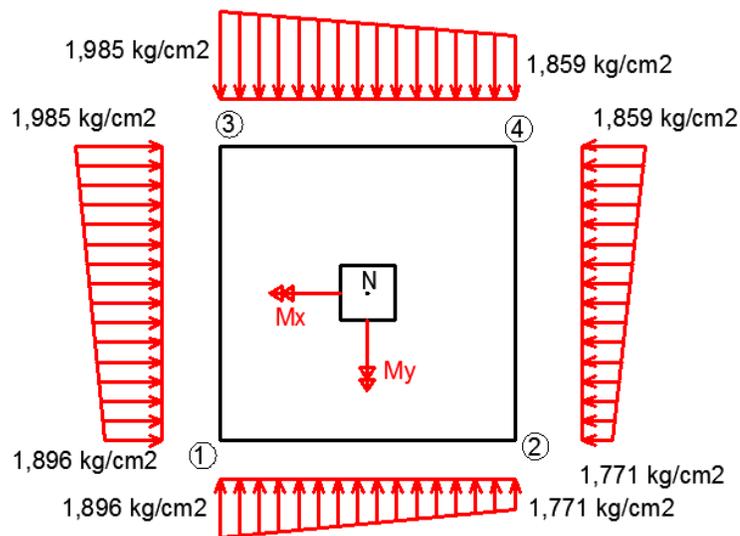


Figura 61. Tensiones actuantes en la zapata P8.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.5.3. Verificación al vuelco.

De acuerdo a lo expuesto en la norma CBH-87 (véase capítulo 9.8 Cimentaciones pág. 158), en todo elemento de cimentación sometido a momentos o fuerzas horizontales, deberá comprobarse la seguridad al vuelco y al deslizamiento. La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto del punto “P” (véase figura 22 en 2.3.3.4.3), superan los momentos de vuelco, es decir, que se cumple:

$$(N + P) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1$$

Donde:

N, M, V = Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación.

G = Peso propio de la cimentación.

a = Ancho del elemento de cimentación.

h = Altura total del elemento de cimentación .

$\gamma_1$  = Coeficiente de seguridad al vuelco, para el que se recomienda adoptar el valor 1,5.

En la anterior expresión no se incluye el peso del terreno que gravita sobre el elemento de cimentación, cuyo efecto es estabilizador, ya que para poderlo tener en cuenta, tendría que existir absoluta certeza de que dicho efecto actuará, de modo permanente, durante toda la vida de servicio de la cimentación y con el valor que para el mismo se hubiese adoptado en el cálculo.

$$N+G = 34232,4935 \text{ kg} = 342,32 \text{ KN} \quad ; \quad \gamma_1 = 1,5 \quad ; \quad h = 0,35 \text{ m}$$

Se verificará en ambas direcciones X y Y reemplazando valores en (2):

#### PLANO Z-X

$$V_x = 6,956 \text{ KN} = 695,633 \text{ kg} \quad ; \quad M_y = 0,133 \text{ KN*m} = 13,35 \text{ kg*m} \quad ; \quad N+G = 34232,4935 \text{ kg}$$

$$(N + G) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1 \rightarrow (34.232,4935) \frac{1,35}{2} \geq (13,35 + 695,633 * 0,35) * 1,50$$

$$23106,933 \text{ kg*m} > 385,244 \text{ kg*m} \text{ (Cumple)}$$

#### PLANO Z-Y

$$V_y = 0,164 \text{ KN} = 16,439 \text{ kg} \quad ; \quad M_x = 1,87 \text{ KN*m} = 187,004 \text{ kg*m} \quad ; \quad N+G = 34232,4935 \text{ kg}$$

$$(N + G) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1 \rightarrow (34.232,4935) \frac{1,35}{2} \geq (187,004 - 16,439 * 0,35) * 1,50$$

$$23106,933 \text{ kg*m} > 271,875 \text{ kg*m} \text{ (Cumple)}$$

Carga axial de servicio (N) = 33019,056 kg

Carga axial mayorada (Nd) = 52830 kg = 528,30 KN

Momento actuante en eje X =  $M_x = -1,87 \text{ KN *m} = -187,004 \text{ kg*m}$

Momento actuante en eje Y =  $M_y = -0,133 \text{ KN*m} = -13,35 \text{ kg*m}$

Cortante actuante en eje X =  $Q_x = -6,956 \text{ KN} = -695,633 \text{ kg}$

Cortante actuante en eje Y =  $Q_y = -0,164 \text{ KN} = -16,439 \text{ kg}$

### 3.5.5.4. Verificación al deslizamiento.

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verificará que se cumple la siguiente expresión:

$$(N + P) * \tan\Phi_d \geq \gamma_2 * V$$

Donde:

N, V = Esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en cara superior de la cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

$\phi_d = (2\phi/3)$  = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$\gamma_2$  = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

$\phi = 32,5^\circ$  (Suelo no cohesivo de arena compacta).

La comprobación se realizará en el plano más crítico: Plano Z-X

$$N+P = 34232,4935 \text{ kg} = 342,324 \text{ KN} \quad ; \quad V_x = 6,956 \text{ KN} \quad ; \quad \gamma_2 = 1,5$$

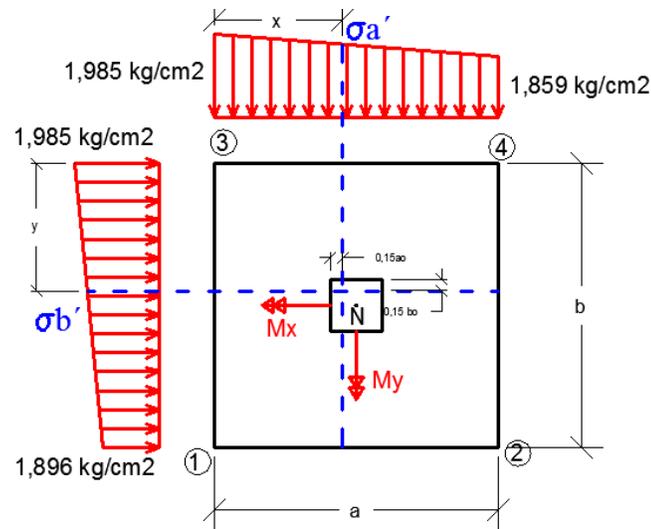
$$(N + P) * \tan\Phi_d \geq \gamma_2 * V_x \rightarrow (342,324 \text{ KN}) * \tan (2 * 32,5^\circ / 3) \geq 1,5 * 6,956 \text{ KN}$$

$$135,997 \text{ KN} \geq 10,434 \text{ KN (Cumple)}$$

### 3.5.5.5. Cálculo de armadura a flexión.

El diseño de zapatas tipo I ó rígidas es el siguiente:

**(1) Dimensionamiento de armadura principal (cálculo a flexión):** El momento flector máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas tipo I (rígidas) será el que se produce en la sección de referencia  $S_1$  definida en 2.3.3.4.6 (Cálculo de armadura a flexión). Para cada dirección se determinará el momento y cortante a una distancia  $0,15*a_o$  y  $0,15*b_o$ , y se analizará el diagrama de esfuerzos de mayor sollicitación.



**(a) Momento y cortante en dirección a:**

Cálculo de esfuerzo  $\sigma a'$  a una distancia "x":

$$x = \frac{a - a_o}{2} + (0,15 * a_o) = \frac{135 - 25}{25} + (0,15 * 25) = 58,75 \text{ cm}$$

$$\sigma a' = \sigma_4 + \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} * (a - x) = 1,859 + \frac{1,985 - 1,859}{135} * (135 - 58,75) = 1,930 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ma' = \sigma a' \frac{x^2}{2} + \left[ \frac{(\sigma_3 - \sigma a') * x}{2} * \frac{2 * x}{3} \right] = 1,930 * \frac{58,75^2}{2} + \left[ \frac{(1,985 - 1,930) * 58,75}{2} * \frac{2 * 58,75}{3} \right]$$

$$Ma' = 3394,036 \text{ kg * cm/cm}$$

$$Va' = \frac{(\sigma_3 + \sigma a')}{2} * x = \frac{(1,985 + 1,930)}{2} * 58,75 = 115,003 \text{ kg/cm}$$

Mayorando los valores:

$$Ma_d = \gamma_f * Ma' * b = 1,6 * 3394,06 \text{ kg} * \frac{\text{cm}}{\text{cm}} * 135 \text{ cm} = 733116,96 \text{ kg * cm} = 7331,1696 \text{ kg * m}$$

$$Va_d = \gamma_f * Va' * b = 1,6 * 115,003 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} * 135 \text{ cm} = 24840,648 \text{ kg}$$

**(b) Momento y cortante en dirección b:**

Cálculo de esfuerzo  $\sigma b'$  a una distancia "y":

$$y = \frac{b - b_o}{2} + (0,15 * b_o) = \frac{135 - 25}{25} + (0,15 * 25) = 58,75 \text{ cm}$$

$$\sigma b' = \sigma_1 + \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{a} * (b - y) = 1,896 + \frac{1,985 - 1,896}{135} * (135 - 58,75) = 1,946 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mb' = \sigma b' \frac{y^2}{2} + \left[ \frac{(\sigma_3 - \sigma b') * y}{2} * \frac{2 * y}{3} \right] = 1,946 * \frac{58,75^2}{2} + \left[ \frac{(1,985 - 1,946) * 58,75}{2} * \frac{2 * 58,75}{3} \right]$$

$$Mb' = 3403,2406 \text{ kg * cm/cm}$$

$$Vb' = \frac{(\sigma_3 + \sigma b')}{2} * y = \frac{(1,985 + 1,946)}{2} * 58,75 = 115,473 \text{ kg/cm}$$

Mayorando los valores:

$$Mb_d = \gamma_f * Mb' * a = 1,6 * 3403,2406 \text{ kg} * \frac{\text{cm}}{\text{cm}} * 135 \text{ cm} = 735099,9696 \text{ kg * cm} = 7350,999 \text{ kg * m}$$

$$Vb_d = \gamma_f * Vb' * a = 1,6 * 115,473 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} * 135 \text{ cm} = 24942,168 \text{ kg}$$

**(c) Cálculo de armadura a flexión:**

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,67 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,826 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 43,4782 \text{ KN/cm}^2$$

**En dirección a:**

Cálculo de cuantía:

$$\mu = \frac{Ma_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad ; \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad ; \quad A_s = \omega * b * d * f_{cd}$$

$$\mu = \frac{733116,96 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (35 - 5)^2 * 166,67} = 0,0362 \rightarrow \omega = 0,0362 * (1 + 0,0362) = 0,0375$$

El área necesaria de refuerzo es el mayor de  $\left\{ \begin{array}{l} A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s_{\min}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \end{array} \right.$

$$A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 135 \text{ cm} * 0,0375 * 30 \text{ cm} * \frac{166,67}{4347,826} = 5,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 * \frac{135 * 30 * 166,67}{4347,826} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Se elige el valor mayor  $\rightarrow A_s = 6,21 \text{ cm}^2$ , considerando barras de  $\varnothing=12 \text{ mm}$  se obtiene un espaciamiento de 23 cm.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\text{barra}}} = \frac{6,21 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 5,496 \approx 6 \text{ barra}$$

$$S = \frac{a - 2r - (N^{\circ} \text{ barras} * \varnothing)}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} = \frac{135 - (2 * 5) - (6 * 1,2)}{6 - 1} = 23,56 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

$$S = 23 \text{ cm} < S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm} \text{ (Según Norma CBH - 87)}$$

Al ser una zapata cuadrada, la distribución de la armadura se dispone en todo el ancho  $b=a=135 \text{ cm}$ .

**En dirección b:**

Cálculo de cuantía:

$$\mu = \frac{Mb_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad ; \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad ; \quad A_s = \omega * b * d * f_{cd}$$

$$\mu = \frac{735099,9696 \text{ kg} * \text{cm}}{135 * (35 - 5)^2 * 166,67} = 0,0363 \rightarrow \omega = 0,0363 * (1 + 0,0363) = 0,0376$$

El área necesaria de refuerzo es el mayor de  $\left\{ \begin{array}{l} A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s_{\min}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \end{array} \right.$

$$A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 135 \text{ cm} * 0,0376 * 30 \text{ cm} * \frac{166,67}{4347,826} = 5,837 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 * \frac{135 * 30 * 166,67}{4347,826} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Se elige el valor mayor  $\rightarrow A_s = 6,21 \text{ cm}^2$ , considerando barras de  $\varnothing=12 \text{ mm}$  se obtiene un espaciamiento de 23 cm. Al ser una zapata cuadrada, la distribución de la armadura se dispone en todo el ancho  $b=a=135 \text{ cm}$ .

## (2) Cálculo de longitud de anclaje:

### 2.1. Longitud de anclaje del emparrillado:

De acuerdo a lo expuesto en "Longitudes de anclaje" (Cap. 9 pág. 170 Hormigón Armado 14va Edición-Jiménez Montoya), se adoptará como longitud de anclaje, el mayor de los siguientes valores, pudiendo resultar que no sea necesario doblar las barras pero siempre se prologarán hasta el extremo:

$$l_{\text{anclaje}} \begin{cases} 0,33 * lb \\ 10 * \emptyset \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad lb, \text{ el mayor valor de } \begin{cases} m_1 * \emptyset^2 \\ \frac{f_{yk}}{20} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$lb = m_1 * \emptyset^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \geq 15 \text{ cm}$$

Tabla 51. Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas, valores de los coeficientes "m"

| Hormigón<br>$f_{ck}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Acero B 400 S |       |       |       | Acero B 500 S |       |       |       |
|--|---------------|-------|-------|-------|---------------|-------|-------|-------|
|  | $m_1$         | $m_2$ | $m_3$ | $m_4$ | $m_1$         | $m_2$ | $m_3$ | $m_4$ |
| 20   | 14            | 20    | 10    | 14    | 19            | 27    | 13    | 19    |
| 25   | 12            | 17    | 8     | 12    | 15            | 21    | 11    | 15    |
| 30   | 10            | 14    | 7     | 10    | 13            | 18    | 9     | 13    |
| 35   | 9             | 13    | 7     | 9     | 12            | 17    | 9     | 12    |
| 40   | 8             | 12    | 6     | 8     | 11            | 16    | 8     | 11    |
| 45   | 8             | 11    | 6     | 8     | 11            | 15    | 8     | 11    |
| 50   | 7             | 10    | 5     | 7     | 10            | 14    | 7     | 10    |

Fuente: Hormigón Armado (Tomo I). 14va Edición. pp.172 - Jiménez Montoya.

Donde:

$lb$  = Longitud de anclaje por prolongación recta en posición I (buena adherencia)

$\emptyset$  = Diámetro de la barra (en cm)

$m_1$  = Coeficiente de anclaje (Valor de Tabla 9.5. Coeficientes "m" para barras corrugadas en pág. 192 del libro de Hormigón Armado -Jiménez Montoya (13va Edición).

$f_{yk}$  = Resistencia característica del acero en N/mm<sup>2</sup>

$m_1 = 15$  (véase tabla 38, para acero B 500 S y  $f_{ck} = 250$  N/mm<sup>2</sup>)

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad 10\emptyset = 12 \text{ cm} \quad ; \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$lb = m_1 * \emptyset^2 = 21,6 \text{ cm}$$

$$Lb = 21,60 \text{ cm} \geq \frac{f_{yk}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Entonces:

$$l_{\text{anclaje}} = Lb = 25 \text{ cm}$$

Si  $v > 2h$ , el anclaje se contara a partir de B, que está a una distancia "d" del soporte (si es necesario se puede doblar la armadura).

Si  $v < 2h$ , el anclaje de la armadura se contará a partir del punto A (véase figura 62).

En nuestro caso:

$$v < 2h \rightarrow 0,55 \text{ m} < 2 * 0,35 \text{ m}$$

$$0,55 \text{ m} < 0,70 \text{ m (Cumple)} \rightarrow \text{Zapata r\u00edgida}$$

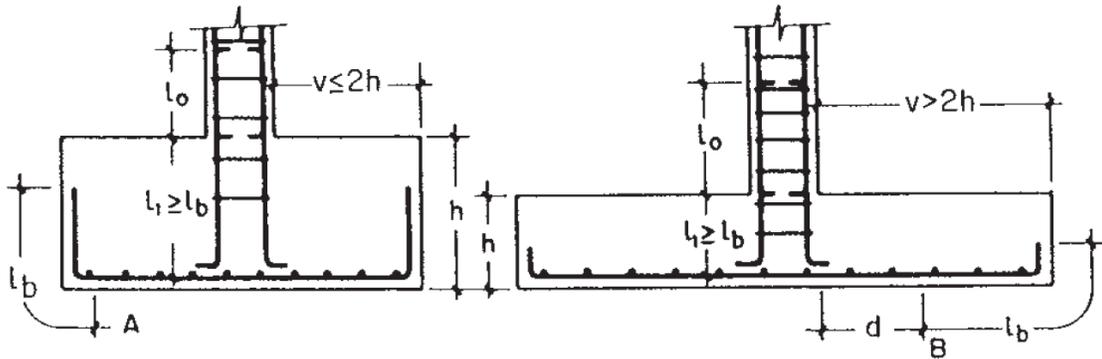


Figura 62. Anclaje de barras en zapatas r\u00edgidas y flexibles  
Fuente: Hormig\u00f3n Armado (Tomo I). 14va Edici\u00f3n - Jim\u00e9nez Montoya.

## 2.2. C\u00e1lculo de armadura en espera

Las zapatas bajo pilares de hormig\u00f3n armado, deben llevar "armaduras en espera" (coincidentes con las armaduras de los pilares y sus correspondientes cercos v\u00e9ase figura 62) las longitudes de solapo ( $l_o$ ) y de anclaje ( $l_b$ ) se determinarán de acuerdo a lo establecido en cap\u00edtulos 9.5 y 9.6 del libro de Hormig\u00f3n Armado 14va Edici\u00f3n (A\u00f1o 2000)-Jim\u00e9nez Montoya.

### 2.2.1. Longitud de anclaje con patilla ( $l_b$ )

#### 2.2.1.1. Longitud rectil\u00ednea de anclaje:

$$l_b = m_3 * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{285} \geq 15 \text{ cm} \quad ; \quad f_{yk} \text{ en kg/cm}^2$$

D\u00f3nde:

$m_3$ =Coeficiente de anclaje (v\u00e9ase tabla 38)

$f_{yk}$  =Resistencia caracter\u00edstica del acero en  $\text{kg/cm}^2$

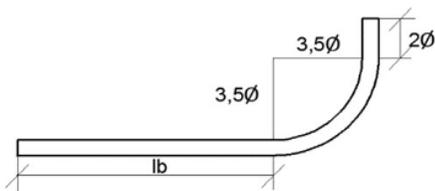
$m_3$ = 11 (para acero BS-500 y  $f_{ck}$ = 250  $\text{N/mm}^2$ )

$$\varnothing \text{ barra columna} = 1,20 \text{ cm} \quad ; \quad 10\varnothing = 12 \text{ cm} \quad ; \quad f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_b = m_3 * \varnothing^2 = 15,84 \text{ cm} \geq \frac{f_{yk}}{285} = \frac{5000}{285} = 17,543 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de anclaje} \rightarrow L_b = 17,543 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

#### 2.2.1.2. Longitud del gancho:



$$\text{Radio de curvatura} = 3,5\varnothing = 4,2 \text{ cm}$$

$$\text{Prolongaci\u00f3n recta} = 2\varnothing = 2,4 \text{ cm}$$

$$L \text{ gancho} = L_t = (\pi * 3,5\varnothing)/4 + 2\varnothing = 5,698 \text{ cm}$$

Finalmente, la longitud de anclaje con patilla =  $L_b + L_t = 17,543 + 5,698 = 23,241 \text{ cm}$

$$Lb \text{ final} \approx 24 \text{ cm}$$

### 2.2.2. Longitud de empalme por solapo ( $l_o$ ):

La separación máxima de las barras que se adosan será de  $4\emptyset$ . La longitud de solapo de las barras comprimidas no debe ser menor que  $l_b$ , el porcentaje de empalmes en la misma sección puede elevarse a 100% de las barras.

$$l_o = \alpha_1 * l \quad ; \quad \geq L_{o\text{mín}} = 0,3 * \alpha_1 * l \geq 15\emptyset \geq 20 \text{ cm}$$

Tabla 52. Valores del coeficiente  $\alpha_1$

| Separación de los empalmes | Porcentaje de barras empalmadas |      |      |      |        |
|----------------------------|---------------------------------|------|------|------|--------|
|                            | 20 %                            | 25 % | 33 % | 50 % | > 50 % |
| $a \leq 10 \emptyset$      | 1,2                             | 1,4  | 1,6  | 1,8  | 2,0    |
| $a > 10 \emptyset$         | 1,0                             | 1,1  | 1,2  | 1,3  | 1,4    |

Fuente: Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición.pp.176 -Jiménez Montoya (2000)

$\emptyset$  barra columna = 1,20 cm

$L_b$  (en prolongación recta) = 25 cm (Véase 2.1) ;  $\alpha_1=1,4$  (véase Tabla 49)

$L_{o\text{mín}} = 0,3 * \alpha_1 * l_b = 10,50 \text{ cm}$  ;  $15 \emptyset = 18 \text{ cm}$  ;  $l_o = \alpha_1 * l_b = 35 \text{ cm}$

Se escoge el valor mayor  $\rightarrow L_o = 35 \text{ cm}$

### 2.2.3. Longitud total de armadura en espera:

$$L_t = L_b \text{ final} + L_o = 24 + 35 = 59 \text{ cm}$$

**(3) Verificación de armaduras:** Comparando la armadura calculada con la dispuesta por el programa Cypecad (versión 2014) se tiene:

#### 3.1. Resumen de resultados:

Zapata cuadrada  $\rightarrow b=a= 135 \text{ cm} = 1,35 \text{ m}$

Armadura calculada: Eje X = Eje Y: 6 barras de  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  c/23 cm

Tabla 53. Longitudes de anclaje en zapata P8 calculadas manualmente

|                    |               |    |    |
|--------------------|---------------|----|----|
| Emparrillado       | $\emptyset=$  | 12 | mm |
|                    | $l_b=$        | 24 | cm |
| Armadura de espera | $\emptyset=$  | 12 | mm |
|                    | $L_t=L_b+L_o$ | 59 | cm |

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.2. Resultados del programa:

Zapata cuadrada  $\rightarrow b=a= 135 \text{ cm} = 1,35 \text{ m}$  (véase figura 63)

Armadura calculada: Eje X = Eje Y: 7 barras de  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  c/18 cm

Tabla 54. Longitudes de anclaje en zapata P8, obtenidas con Cypecad (versión 2014)

|                    |                               |    |    |
|--------------------|-------------------------------|----|----|
| Emparrillado       | $\emptyset=$                  | 12 | mm |
|                    | $l_b=$                        | 30 | cm |
| Armadura de espera | $\emptyset=$                  | 12 | mm |
|                    | $L$<br>$\text{total}=L_o+L_b$ | 88 | cm |

Fuente: Elaboración Propia

*EL software dispuso mayor área de armadura y un espaciamiento menor que los calculados manualmente, por tanto, se verifica el diseño de la zapata.*

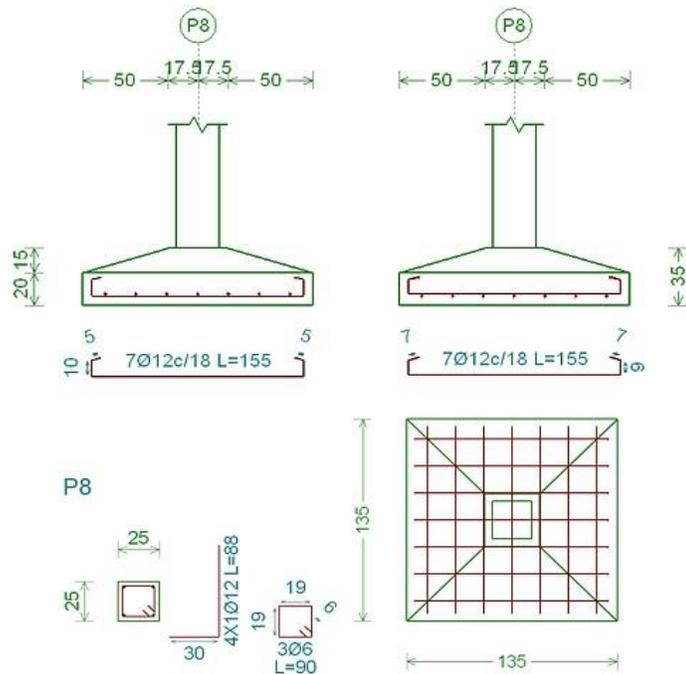


Figura 63. Disposición de armadura a flexión y armadura de espera en zapata aislada P8  
Fuente: Cypecad (versión 2014)

**3.5.5.6. Comprobación a cortante.**

El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas del tipo I, es el que se produce en la sección de referencia  $S_2$  definida en 2.3.3.4.7.1 se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{d2} = \sigma_t * b * (v - d/2)$$

El valor de cálculo del esfuerzo cortante  $V_{d2}$ , correspondiente a la sección de referencia  $S_2$  de la zapata deberá cumplir la siguiente limitación:

$$V_{d2} \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

Donde:

$b_2$  y  $d_2$  = Dimensiones de la sección de referencia  $S_2$ .

$f_{cv}$  = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

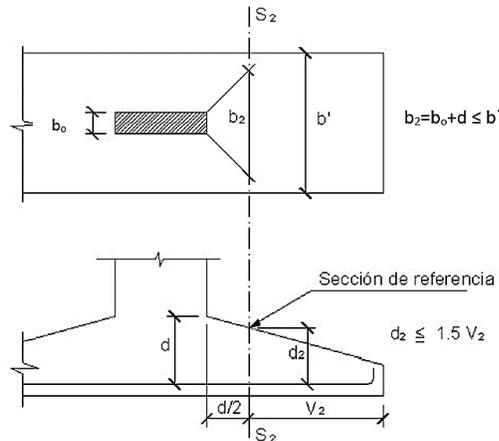


Figura 64. Sección de referencia  $S_2$  de zapata aislada.  
Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH – 87)

Datos:

$$b = 25 \text{ cm} \quad ; \quad b' = 135 \text{ cm} \quad ; \quad d = 30 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = v = 55 \text{ cm}$$

$$b_2 = b + d \leq b'$$

$$b_2 = 25 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 55 \text{ cm} \leq 135 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{0,15 \text{ m}}{0,50 \text{ m}} = \frac{y}{0,40 \text{ m}} \rightarrow y = 0,12 \text{ m}$$

$$d_2 = y + (0,20 \text{ m} - 0,05 \text{ m}) = 0,12 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 0,27 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,27 \text{ m} \leq v_2 = 0,55 \text{ m} \text{ (CUMPLE)}$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{\frac{250}{1,5}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Remplazando las expresiones en la ecuación del cortante de cálculo se tiene:

$$\sigma_t * b * (v - d/2) \leq 2 * b_2 * d_2 * f_{cv}$$

$$2,898 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 135 \text{ cm} * \left(55 - \frac{30}{2}\right) \leq 2 * 55 \text{ cm} * 27 \text{ cm} * 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$15.649,22 \text{ kg} \leq 19.156,5 \text{ kg} \text{ (Cumple)}$$

### 3.5.5.7. Comprobación de adherencia.

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

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd} \quad ; \quad \tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{\left(166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 28,771 \text{ kg/cm}^2$$

En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección S<sub>1</sub> será:

$$V_d = \frac{y_f * N}{135 \text{ cm}} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o\right)$$

$$V_d = \frac{1,6 * 33019,056 \text{ kg}}{135 \text{ cm}} * \left(\frac{135 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}{2} + 0,15 * 0,25 \text{ cm}\right) = 22991,046 \text{ kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$\tau_b = \frac{22991,046 \text{ kg}}{0,9 * 30 \text{ cm} * 14 * (\pi * 1,2 \text{ cm})} \leq 28,771 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$16,134 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 28,771 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple)}$$

### 3.5.6. Verificación del diseño de escalera de H° A°.

#### 3.5.6.1. Cálculo de espesor de losa.

##### (1) Geometría de la escalera de 2 tramos:

Huella = h = 0,29 m

; Contrahuella = c = 0,20 m

Pendiente Huella de la escalera c/h = 0,68965

; Ángulo de inclinación = α = arctan (c/h) = 34,592°

Longitud horizontal del tiro L = 2,322 m

; Longitud inclinada del tiro l = L/cosα = 2,82066 m

Longitud menor del tiro lx = 1,2 m

; Ancho del descanso L<sub>1</sub> = 1,2 m

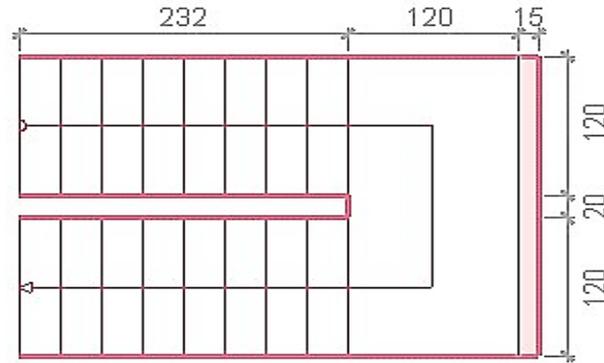
Desnivel a salvar H = 3,60 m

; Peso específico de H° A° = γ<sub>c</sub> = 2500 kg/m<sup>3</sup>

Numero de escalones = H/c = 18

; Peso específico del H° sin armar = γ<sub>s</sub> = 2300 kg/m<sup>3</sup>

Luz total del descanso (meseta) L<sub>m</sub> = 2,60 m



Huella: 0.290 m  
 Contrahuella: 0.200 m  
 Nº de escalones: 18  
 Desnivel que salva: 3.60 m

Figura 65. Vista en planta de la escalera de H°A°  
 Fuente: Cypecad (versión 2014)

### (2) Cálculo de Espesor de la losa (Hf):

$$hf = L/24 = 2,82/24 = 0,12 \text{ m}$$

$$hf \approx 0,15 \text{ m (Por constructividad)}$$

$$hv = hf / \cos(\alpha) = 0,15 / \cos(34,592^\circ)$$

$$hv = 0,1822 \text{ m}$$

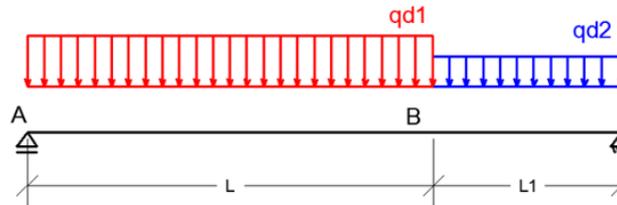
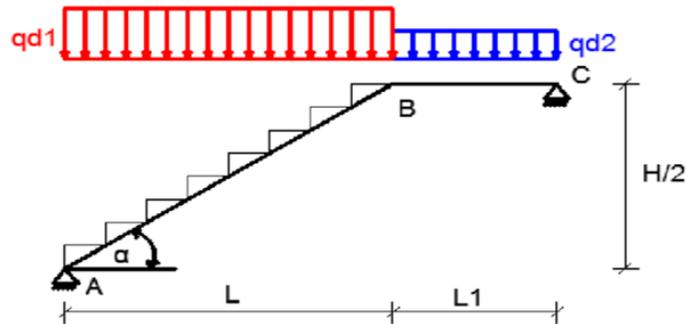
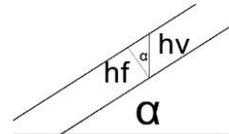


Figura 66. Idealización estructural de escalera de dos tiros  
 Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.6.2. Cálculo de cargas.

Análisis de carga de la escalera de H°A°:

(a) Peldaños:

$$\text{Volumen de peldaños} = Vp = \left(\frac{c * h}{2}\right) * lx * N^{\circ}_{peldaños} = \left(\frac{0,29 \text{ m} * 0,20 \text{ m}}{2}\right) * 1,20 \text{ m} * 18 = 0,6264 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de peldaños} = Wp = \gamma_c * Vp = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,6264 \text{ m}^3 = 1566 \text{ kg}$$

$$\text{Área de losa} = A = (\sqrt{c^2 + h^2} * N^{\circ}_{\text{peldaños}}) * lx$$

$$A = (\sqrt{0,29^2 + 0,20^2} * 18) * 1,20 \text{ m} = 7,6092 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga de peldaños} = q_p = \frac{Wp}{A} = \frac{1566 \text{ kg}}{7,6092 \text{ m}^2} = 205,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 2,02 \text{ KN/m}^2$$

(b)Carga de losa de H°A°:

$$q_l = \gamma_c * e = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}^2$$

(c)Carga de solado:

$$q_s = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1 \text{ KN/m}^2$$

(d)Carga de barandas:

$$q_b = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0,5 \text{ KN/m}$$

(e)Sobrecarga de uso:

$$q_v = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 3 \text{ KN/m}^2$$

Convirtiendo a carga lineal se multiplica por el ancho del tiro  $lx=1,20 \text{ m}$ :

➤ Cargas actuantes en tiro inclinado

$$\text{Cargas permanentes} = Qp = (q_p + q_l + q_s) * lx + q_b$$

$$Qp = (205,80 + 375 + 100) * 1,20 + 50 = 866,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = Qv = q_v * lx$$

$$Qv = 300 * 1,20 = 360 \text{ kg/m}$$

Mayorando las cargas se tiene:

$$q_{d1} = 1,6 * (360 + 866,96) = 1963,136 \text{ kg/m} \approx 1964 \text{ kg/m}$$

➤ Cargas actuantes en descanso:

$$\text{Cargas permanentes} = Qp = (q_l + q_s) * lx + q_b$$

$$Qp = (375 + 100) * 1,20 + 50 = 620 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva} = Qv = q_v * lx$$

$$Qv = 300 * 1,20 = 360 \text{ kg/m}$$

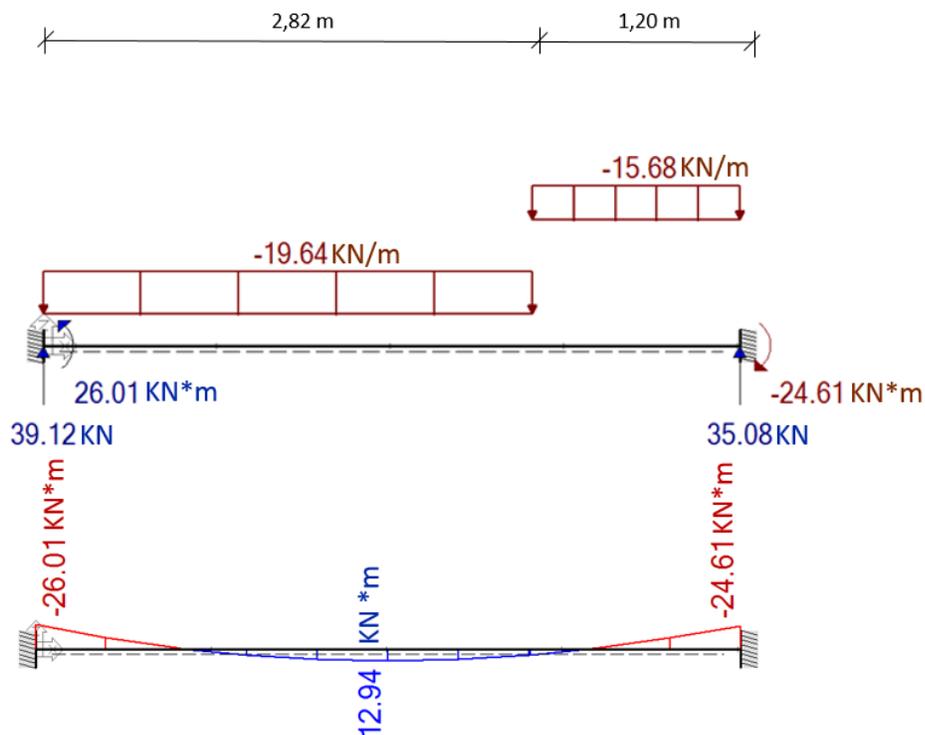
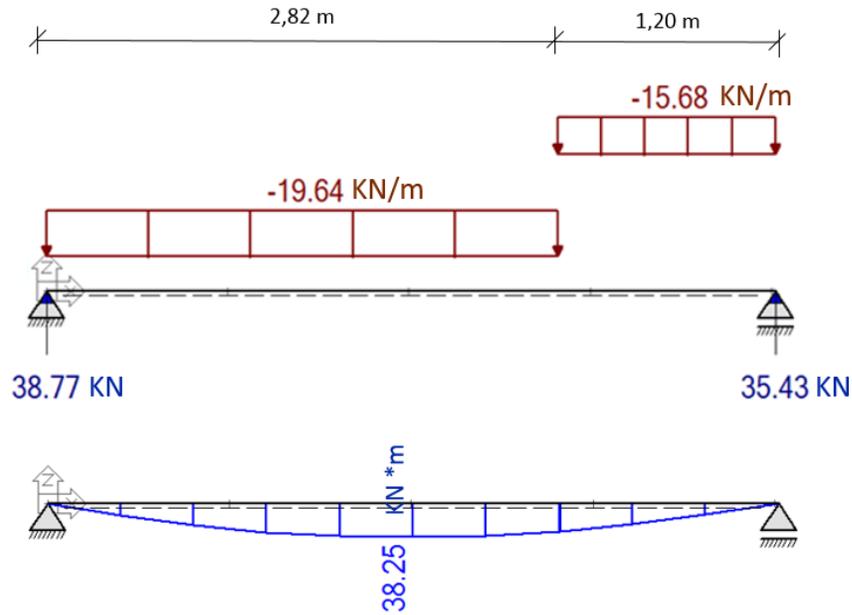
Mayorando las cargas se tiene:

$$q_{d2} = 1,6 * (360 + 620) = 1568 \text{ kg/m}$$

Longitud del tramo inclinado:

$$L = \sqrt{c^2 + h^2} * N^{\circ}_{\text{peldaños}} = \sqrt{0,29^2 + 0,20^2} * 8 = 2,82 \text{ m}$$

Se analizará la escalera como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo y como viga bi empotrada para obtener el máximo momento negativo.



### 3.5.6.3. Cálculo de armadura longitudinal.

Datos:

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1,66667 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,82 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 43,4782 \text{ KN/cm}^2$$

Base  $b = 1,20 \text{ m} \rightarrow 120 \text{ cm}$

Recubrimiento  $= r = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$

Espesor  $h_f = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$

Canto útil  $= d = H_f - r = 11 \text{ cm} = 0,11 \text{ m}$

(1) Considerando el momento máximo positivo  $M_{\text{máx}} (+)$ :

$$M_o \text{ máx. } (+) = 38,25 \text{ KN} \cdot \text{m} = 3825 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo  $\mu$ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{3825 * 100}{120 \text{ cm} * (15 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,158$$

$$\mu = 0,158 \rightarrow \omega = 0,1782 \text{ (Véase tabla 19 en 2.3.3.3.1.1)}$$

Entonces la armadura requerida es:

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1782 * 120 \text{ cm} * 11 \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 9,017 \text{ cm}^2$$

$$U = A_s * f_{yd} = 9,017 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 392,048 \text{ KN}$$

Comparando con la armadura mínima necesaria para acero de  $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ :

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,04 * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm} * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2,024 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$A_s = 9,017 \text{ cm}^2$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, para AH-500 y  $\gamma_f = 1,15$ ) del libro Hormigón Armado (Tomo I). 14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se dispone de la siguiente armadura:

$$8 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 9,04 \text{ cm}^2 \rightarrow U = 393,4 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura cuya capacidad mecánica es la siguiente:

$$9 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 15 \text{ cm} \rightarrow A_s = 10,17 \text{ cm}^2$$

$$9 \emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow U = 442,6 \text{ KN}$$

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U \text{ dispuesta} \geq U \text{ calculada manualmente}$$

$$442,6 \text{ KN} \geq 392,048 \text{ KN (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura dispuesta por el programa.

$$\text{Se utilizarán} \rightarrow 9 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 15 \text{ cm}$$

(2) Considerando el momento máximo negativo  $M_{\text{máx}} (-)$ :

$$M_o \text{ máx. } (-) = 26,01 \text{ KN} \cdot \text{m} = 2601 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo  $\mu$ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{2601 * 100}{120 \text{ cm} * (15 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,1075$$

$$\mu = 0,1075 \rightarrow \omega = 0,1160 \text{ (véase tabla 19 en 2.3.3.3.1.1)}$$

Entonces la armadura requerida es:

$$As = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1160 * 120 \text{ cm} * 11 \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$As = 5,870 \text{ cm}^2$$

$$U = As * f_{yd} = 5,87 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 255,205 \text{ KN}$$

Comparando con la armadura mínima necesaria para acero de  $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ :

$$As_{min} = \frac{0,04 * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm} * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2,024 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$As = 5,87 \text{ cm}^2$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas para AH-500 y  $\gamma_f = 1,15$ ) del libro Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se dispone de la siguiente armadura:

$$8 \text{ barras de } \emptyset = 10 \text{ mm} \rightarrow As = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow U = 273,2 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura cuya capacidad mecánica es la siguiente:

$$9 \text{ barras de } \emptyset = 10 \text{ mm separadas cada } 15 \text{ cm} \rightarrow As = 7,065 \text{ cm}^2$$

$$9 \emptyset 10 \text{ mm} \rightarrow U = 307,3 \text{ KN}$$

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U_{dispuesta} \geq U_{calculada \text{ manualmente}}$$

$$307,3 \text{ KN} \geq 255,205 \text{ KN} \text{ (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura dispuesta por el programa.

$$\text{Se utilizarán} \rightarrow 9 \text{ barras de } \emptyset = 10 \text{ mm separadas cada } 15 \text{ cm}$$

### 3.5.6.4. Cálculo de armadura transversal.

Se debe realizar las siguientes comparaciones

(a)  $V_{cu} > V_d \rightarrow$  El hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por tanto, no se necesita armadura, sin embargo se coloca  $As_{min}$ .

(b)  $V_{cu} < V_d < V_{u1} \rightarrow$  Se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el  $H^\circ$  no lo resiste sólo.

(c)  $V_{u1} < V_{u2} \rightarrow$  Ninguno de los casos anteriores, por tanto se debe aumentar la sección transversal de la viga.

(1) Cálculo de la contribución del hormigón ( $V_{cu}$ ):

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{166,667} = 6,455 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando valores, la contribución del hormigón es:

$$V_{cu} = 6,455 \text{ kg/cm}^2 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 8520,6 \text{ kg}$$

(2) Cálculo del agotamiento por compresión oblicua de almas ( $V_{u1}$ ):

$$V_{u1} = 0,30 * fcd * b * d \rightarrow 0,30 * 166,667 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 45,50 cm$$

$$V_{u1} = 0,30 * 166,67 \frac{kg}{cm^2} * 120 cm * 11 cm = 66001,32 kg$$

En el caso de la escalera, en el apoyo izquierdo de la estructura bi empotrada se produce el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd1} = 39,12 KN = 3912 kg$$

El diseño pertenece al caso (a)  $\rightarrow V_{cu} > V_{rd} \rightarrow$  El hormigón resiste por sí sólo el cortante, sin embargo, se coloca  $A_{s\text{mín}}$ :

$$V_{cu} > V_{rd}$$

$$8520,6 kg > 3912 KN \text{ (Cumple)}$$

Entonces, se colocará armadura transversal mínima, que corresponde para un tramo inclinado de  $L=2,82$  m:

$$\text{Número de estribos} = L_{\text{tramo}} / S_{\text{máx}}$$

$$282 cm / 20 cm + 1 = 15,1 \text{ estribos} \approx 16 \text{ estribos}$$

*Se usarán 16 estribos de  $\varnothing = 8$  mm c/20 cm*

Finalmente, es recomendable colocar un emparrillado de retracción y temperatura, que corresponde a una armadura mínima de:  $\varnothing = 6$  mm c/25 cm.

### 3.5.6.5. Verificación de armaduras.

La comparación de valores obtenidos, con los dispuestos por el programa Cypecad (versión 2014), se visualiza en las siguientes tablas:

Tabla 55. Resumen y comparación de resultados de armadura de escalera de H°A°

| Escalera de un tiro y descanso | Armadura calculada manualmente | Armadura dispuesta por el programa |
|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| Armadura longitudinal superior | 8 $\varnothing$ 10mm c/15 cm   | 9 $\varnothing$ 10mm c/15 cm       |
| Armadura longitudinal inferior | 8 $\varnothing$ 12mm c/15 cm   | 9 $\varnothing$ 12mm c/15 cm       |
| Armadura transversal superior  | 16 $\varnothing$ 8 mm c/20 cm  | 17 $\varnothing$ 8 mm c/20 cm      |
| Armadura transversal inferior  | 16 $\varnothing$ 8 mm c/20 cm  | 17 $\varnothing$ 8 mm c/20 cm      |

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, las armaduras dispuestas por el programa Cypecad (versión 2014) son válidas. El plano estructural de la escalera de H°A° se detalla en el ANEXO 13.

## 3.6. RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Los resultados del dimensionamiento de los elementos, se detallan en el ANEXO 6.

## 3.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

En función de los planos arquitectónicos, se tiene el siguiente listado de ítemes que comprende el módulo de “obra gruesa” de la estructura del bloque principal.

Tabla 56.Listado de actividades

| Nº ITEM | DESCRIPCIÓN   | UNIDAD         |
|---------|---|----------------|
| 1       | PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE LETRERO DE OBRA                             | Pza            |
| 2       | LIMPIEZA Y DESBROCE DE SITIO  | m <sup>2</sup> |
| 3       | INSTALACIÓN DE FAENAS   | Glb            |
| 4       | TRAZADO Y REPLANTEO TOPOGRÁFICO                                       | Glb            |
| 5       | EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA P/TERRENO SEMI DURO                         | m <sup>3</sup> |
| 6       | EXCAVACIÓN MANUAL P/TERRENO SEMI DURO                                 | m <sup>3</sup> |
| 7       | CAPA DE NIVELACIÓN DE HORMIGÓN POBRE e=10 cm                          | m <sup>3</sup> |
| 8       | ZAPATA DE H°A° - f <sub>ck</sub> 25 MPa                               | m <sup>3</sup> |
| 9       | RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO                        | m <sup>3</sup> |
| 10      | CIMIENTO DE H°C°  | m <sup>3</sup> |
| 11      | SOBRECIMIENTO DE H°A° - f <sub>ck</sub> 25 MPa                        | m <sup>3</sup> |
| 12      | IMPERMEABILIZACIÓN SOBRECIMIENTOS                                     | m <sup>2</sup> |
| 13      | COMPACTACIÓN DE SUELO PARA CONTRAPISO                                 | m <sup>2</sup> |
| 14      | EMPEDRADO CON PIEDRA MANZANA  | m <sup>2</sup> |
| 15      | CONTRAPISO CON CAPA DE HORMIGÓN SIMPLE (1:2:4)                        | m <sup>2</sup> |
| 16      | COLUMNA DE H°A° - f <sub>ck</sub> 25 MPa                              | m <sup>3</sup> |
| 17      | VIGA DE H°A° - f <sub>ck</sub> 25 MPa                                 | m <sup>3</sup> |
| 18      | ESCALERA DE H°A° - f <sub>ck</sub> 25 MPa                             | m <sup>3</sup> |
| 19      | LOSA ALIVIANADA CON PLASTOFORMO H=20cm - H° A° f <sub>ck</sub> 25 MPa | m <sup>2</sup> |
| 20      | MURO INTERIOR DE LADRILLO 6H e= 12 cm (1:5)                           | m <sup>2</sup> |
| 21      | MURO EXTERIOR DE LADRILLO 6H e=18cm (1:5)                             | m <sup>2</sup> |
| 22      | ESTRUCTURA METÁLICA DE CUBIERTA                                       | m <sup>2</sup> |
| 23      | CUBIERTA DE CALAMINA GALVANIZADA №28                                  | m <sup>2</sup> |
| 24      | CUMBRERA CALAMINA PLANA №28   | m              |
| 25      | CANALETA DE CALAMINA №28  | m              |
| 26      | BAJANTE DE CALAMINA №28   | m              |
| 27      | ARMADURA f <sub>yk</sub> =500 MPa                                     | kg             |

Fuente: Elaboración propia

Las especificaciones técnicas de los ítemes mencionados se detallan en el ANEXO 7.

### 3.8. CÓMPUTOS MÉTRICOS.

Los cálculos métricos de los ítemes listados en 3.7 se detallan en el ANEXO 8.

### 3.9. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

El presupuesto de obra gruesa del proyecto está en función del análisis de precios unitarios de las actividades listadas en 3.7 y se adjuntan en el ANEXO 9.

**3.10. PRESUPUESTO DEL PROYECTO.**

El presupuesto de la obra gruesa del proyecto es de: 1.433.860,23 Bs. y se adjunta de forma detallada en el ANEXO 10.

**3.11. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES.**

El cronograma de obra gruesa del proyecto se realizó con el programa Project 2013, y se puede visualizar en el ANEXO 11.

La duración de las actividades que componen el módulo de obra gruesa es de 238 días.

## CAPÍTULO III

### 4. APORTE ACADÉMICO.

#### 4.1. ANTECEDENTES.

El aporte académico a realizar consiste en: *Comparación técnica y económica del diseño estructural del Centro de Salud Colonia Barretero con base en Anteproyecto de Norma Boliviana (APNB 1225001) respecto del diseño estructural con base en Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).*

Se realizará este aporte debido a que en la presente gestión se pretende poner en vigencia la norma mencionada en el diseño de estructuras de hormigón armado en el Estado de Bolivia, debido a que desde 1987 no se han realizado modificaciones de la norma actualmente vigente.

#### 4.2. OBJETIVOS.

##### 4.2.1. General.

Comparar el dimensionamiento y costo de elementos estructurales de hormigón armado del proyecto Centro de Salud Colonia Barretero en función de las metodologías y consideraciones expuestas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH- 87) y Anteproyecto de Norma Boliviana (APNB 1225001).

##### 4.2.2. Específicos.

- Realizar un análisis comparativo económico del costo de materiales (acero y hormigón) y mano de obra.
- Plantear los métodos de cálculo de los elementos estructurales como: viga, columna, losa alivianada y zapata aislada de hormigón armado.
- Describir las diferencias y similitudes de ambas normas en cuanto al diseño de elementos estructurales presentados en el bloque principal.
- Determinar con cuál normativa se obtienen diseños estructurales óptimos.

#### 4.3. ALCANCE.

Se tomarán las siguientes consideraciones en el desarrollo del aporte académico:

- Se diseñarán todos los elementos estructurales del bloque principal con base en APNB 1225001, y las comparaciones a realizar serán respecto del diseño obtenido y desarrollado en el Capítulo 3.
- Las características de resistencia de los materiales que se utilizarán en el diseño estructural serán las mismas que se utilizaron en el diseño con base en CBH-87.

- Se adoptarán los valores de cargas de la normativa APNB 1225002 (Acciones sobre las estructuras).

#### **4.4. MARCO TEÓRICO.**

##### **4.4.1. Método de diseño.**

El diseño en hormigón estructural los elementos deben dimensionarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando factores de carga y factores de resistencia “Ø”, especificados en el capítulo 9 de APNB 1225001.

La resistencia de diseño  $\text{Ø}S_n$  de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida  $U$ , calculada a partir de las cargas mayoradas, es decir:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño} &\geq \text{Resistencia requerida} \\ \text{Ø } S_n &\geq U \end{aligned}$$

Las cargas se definen en un sentido general para incluir ya sea cargas directas o efectos internos relacionados tales como momentos, cortantes y axiales. De esta manera y en términos específicos para un elemento sometido por ejemplo a momento, cortante y axial:

$$\begin{aligned} \text{Ø}M_n &\geq M_u \\ \text{Ø}V_n &\geq V_u \\ \text{Ø}P_n &\geq P_u \end{aligned}$$

Donde los subíndices “n” indican las resistencias nominales a flexión, cortante y axial respectivamente, y los subíndices “u” indican los efectos mayorados de momento, cortante y axial.

Con este método se pueden ajustar los factores de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. También pueden ajustarse los de resistencia (flexión, cortante, torsión, etc.)

##### **4.4.2. Cargas.**

Las cargas de servicio deben cumplir con los requisitos de la norma APNB 1225002 (Acciones sobre las estructuras). En el diseño para solicitaciones de viento, las partes integrales de la estructura deben proporcionarse para resistir las fuerzas laterales totales y cumplir con los requisitos de la norma nacional específica APNB 1225003 (Acciones sobre las estructuras - Acción del viento).

##### **4.4.2.1. Sobrecarga de uso.**

Las sobrecargas mínimas se establecerán de acuerdo a los valores mínimos dados en la tabla 57 extraída de APNB 1225002 (Acciones sobre las estructuras).

Tabla 57. Sobrecarga de servicio

| TIPO DE SERVICIO  | SOBRECARGA                    |                   |
|---|-------------------------------|-------------------|
|   | UNIFORME<br>KN/m <sup>2</sup> | CONCENTRADA<br>KN |
| Fábricas  |                               |                   |
| -Manufactura liviana  | 6                             | 9                 |
| -Manufactura pesada   | 12                            | 14                |
| Garajes   |                               |                   |
| -Para automóviles   | 2,5                           | Art. 4.10         |
| -Camiones y ómnibus   | Art. 4.10.3                   |                   |
| Gimnasios, áreas principales y balcones   | 5                             |                   |
| Hospitales  |                               |                   |
| -Salas de Operaciones, laboratorios   | 3                             | 4,5               |
| -Habitaciones privadas  | 2                             | 4,5               |
| -Salas  | 2                             | 4,5               |
| -Corredores en piso superior a planta baja  | 4                             | 4,5               |
| Hoteles (ver usos residenciales)  |                               |                   |
| Instituciones Carcelarias   |                               |                   |
| Celdas  | 2                             |                   |
| Corredores  | 5                             |                   |
| -Lavaderos (5)  |                               |                   |
| -Viviendas  | 2                             |                   |
| -Otros destinos   | 3                             |                   |
| Edificio para Oficinas  |                               |                   |
| -Salas de computación y archivo se diseñarán para cargas mayoradas basadas en el destino previsto salones de entrada y corredores | 5                             | 9                 |
| -Oficinas   | 2,5                           | 9                 |
| -Corredores en piso superior a planta baja  | 4                             | 9                 |

Anteproyecto de Norma Boliviana (APNB 1225001-1)

**4.4.2.2. Carga de viento.**

La norma APNB 1225003 (Acciones sobre las estructuras -Acción del viento), tiene por objeto determinar los procedimientos y los medios para obtener los valores de las acciones producidas por el viento sobre las construcciones o sus diferentes partes durante la etapa de servicio.

**Procedimiento analítico:** Procedimiento general para la evaluación de la acción del viento sobre las construcciones.

- (1) Se determina la velocidad básica del viento  $V$  y el factor de direccionalidad  $K_d$  con base en el artículo 5.3.
- (2) Se determina un factor de importancia  $I$  de acuerdo con base en el artículo 5.5.

- (3) Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$ , según corresponda, con base en el artículo 5.5.
- (4) Se determina un factor topográfico  $K_{zt}$  con base en el artículo 5.6.
- (5) Se determina un factor de efecto de ráfaga  $G$  o  $G_f$ , para estructuras rígidas se toma  $G = 0,85$ .
- (6) Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con base en el artículo 5.7. 7) Se determina el coeficiente de presión interna  $G_{Cpi}$ , de acuerdo con el tipo de estructura (véase capítulos 7, 8, 9, 10 y 11).
- (7) Se determina la presión dinámica  $q_z$  o  $q_h$ , según corresponda, con base en el artículo 5.8
- $$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \left( \frac{N}{m^2} \right)$$
- (8) Se determinan los coeficientes de presión externa  $C_p$  o  $G_{Cpf}$ , o los coeficientes de fuerza  $C_f$ , según corresponda, de acuerdo con los capítulos 7, 8, 9, 10, 11.
- (9) Se determina la carga de viento de diseño  $P$  o  $F$  de acuerdo con los capítulos 7, 8, 9 y 10.

El cálculo de la carga de viento, se detalla en ANEXO 12.

#### 4.4.2.3. Sobrecarga de mantenimiento.

Las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la expresión indicada u otras combinaciones de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material.

$$Lr = 0,96 * R_1 * R_2$$

Dónde:  $0,58 \leq Lr \leq 0,96$

$Lr$  = sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kPa.

Los factores de reducción  $R_1$  y  $R_2$  se determinarán como sigue:

|  |  |
|--|--|
| $R_1 = 1$ para $At \leq 19,0 \text{ m}^2$                                | $R_2 = 1$ para $F \leq 4,0$                |
| $R_1 = 1,2 - 0,01076 At$ para $19,0 \text{ m}^2 < At < 56,0 \text{ m}^2$ | $R_2 = 1,2 - 0,05 F$ para $4,0 < F < 12,0$ |
| $R_1 = 0,6$ para $At \geq 56,0 \text{ m}^2$                              | $R_2 = 0,6$ para $F \geq 12,0$             |

Donde:

$At$  = Área tributaria en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural.

Para una cubierta con pendiente:  $F = 0,12 \times$  pendiente (%) El cálculo de la sobrecarga de cubierta se detalla en el ANEXO 12.

#### 4.4.2.4. Combinaciones de cargas.

Se resumen los factores de carga especificados en APNB 1225001-1, los cuales se deben aplicar a cargas muertas calculadas y a las cargas vivas ambientales especificadas en los códigos o normas apropiados. La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes.

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

Donde:

D = Cargas muertas

E = Efectos de carga producidos por el sismo

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

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

Lr = Carga viva de cubierta

R = Carga de lluvia.

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

U = Resistencia requerida para resistir cargas mayoradas.

W = Cargas por viento

L = Cargas vivas

S = Cargas por nieve

#### 4.4.3. Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta norma, multiplicada por los factores  $\phi$  de reducción de resistencia dados en la siguiente tabla:

Tabla 58. Factores de resistencia

|                                       |      |
|---------------------------------------|------|
| Secciones controladas por tracción    | 0,9  |
| Secciones controladas por compresión: |      |
| a)Elementos con armadura en espiral   | 0,75 |
| b)Otros elementos armados             | 0,65 |
| Corte y torsión                       | 0,75 |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.4. Módulo de elasticidad.

➤ Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad,  $E_c$ , para el hormigón puede tomarse para valores de  $w_c$  comprendidos entre  $15 \text{ kN/m}^3$  y  $25 \text{ kN/m}^3$ :

$$E_c = w_c^{1,5} * 43 * \sqrt{f_c'} \quad (Mpa)$$

Para hormigón de densidad normal,  $E_c$ , puede tomarse como:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} \quad (\text{en MPa})$$

➤ Módulo de elasticidad de las armaduras no tesas

El módulo de elasticidad,  $E_s$ , para el acero de la armadura no pretensada puede tomarse como:

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

#### 4.4.5. Armaduras.

##### 4.4.5.1. Resistencia de diseño de las armaduras.

Los valores de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa,  $f_y$  y de la armadura transversal,  $f_{yt}$  usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 600 MPa, excepto para aceros de pretensado y para las armaduras transversales en espiral establecidas.

##### 4.4.5.2. Cumplimiento de normas.

Las barras de acero corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas ASTM A 615M, ASTM A 706M y ASTM A 996M.

Según la Norma Nacional, las armaduras deben cumplir los requisitos de las siguientes Normas Bolivianas: NB 728, NB 729, NB 730, NB 731 y NB 732.

##### 4.4.5.3. Espaciamiento de armadura.

(a) Barras paralelas: La distancia libre mínima entre barras paralelas debe cumplir lo siguiente:

$$s_{tmin} \geq \begin{cases} d_b \\ 25 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$$

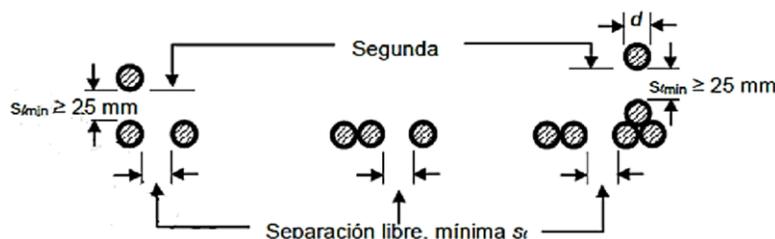


Figura 67. Separación libre mínima entre barras ubicadas en una capa y separación libre entre capas de armadura en elementos solicitados a flexión.

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

(b) Múltiples capas de armaduras: Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

(c) Elementos comprimidos: En elementos sometidos a compresión, armados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales debe cumplir con:

$$s_{\text{tmin}} \geq \begin{cases} 1,5 d_b \\ 40 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$$

#### 4.4.5.4. Recubrimiento de hormigón para la armadura.

Para el hormigón armado construido en sitio debe proporcionarse un recubrimiento mínimo de hormigón con base en la siguiente tabla.

Tabla 59. Recubrimientos mínimos para hormigón armado colocado en obra

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

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.5.5. Armadura transversal para elementos a compresión.

La armadura transversal de elementos a compresión debe cumplir con las disposiciones siguientes:

(a) Estribos en columnas: El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor o igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

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

(b) El espaciamiento vertical de los estribos debe cumplir con:

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

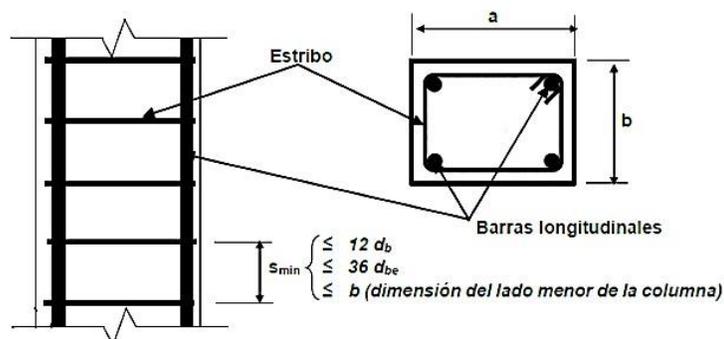


Figura 68. Separación vertical de los estribos cerrados  
Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.5.6. Armadura transversal para elementos a flexión.

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

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

#### 4.4.5.7. Armadura de retracción y temperatura.

En losas estructurales donde la armadura a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar armadura normal a la armadura a flexión para resistir las tensiones debidas a retracción y temperatura.

La armadura corrugada empleada como armadura de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

La cuantía de la armadura de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0,0014.

Tabla 60. Cuantías mínimas ( $\rho = A_s/b \cdot h$ ) totales para la armadura de retracción y temperatura

| ACERO UTILIZADO |   | CUANTÍAS MÍNIMAS       |
|-----------------|---|------------------------|
| (a)             | En losas donde se empleen barras corrugadas $f_y=300$ Mpa o $f_y=350$ Mpa     | 0,002                  |
| (b)             | En losas donde se empleen barras corrugadas AH400                             | 0,0018                 |
| (c)             | En losas donde se utilice armadura de una resistencia a la fluencia > 420 Mpa | $0,0018 \cdot 420/f_y$ |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

La armadura de retracción y temperatura debe cumplir que:

$$S_{\min} \begin{cases} \leq 3h \text{ (de la losa)} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

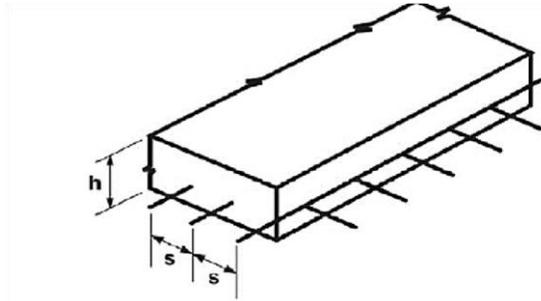


Figura 69. Espaciamiento de la armadura de retracción y temperatura en losas

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.5.8. Armadura mínima de elementos sometidos a flexión.

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera armadura de tracción, la armadura  $A_s$  proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s_{mín}} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Losas y cimentaciones: El espaciamiento máximo de esta armadura no debe exceder los valores siguientes:

$$s_{mín} \begin{cases} \leq 2h \text{ (de la losa)} \\ \leq 25 \text{ veces el diámetro } d_b \text{ de las barras o alambres} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

#### 4.4.6. Diseño de elementos de hormigón armado.

##### 4.4.6.1. Diseño de elementos sometidos a flexión.

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe basarse en las hipótesis dadas a continuación, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- Diagrama lineal de tensiones: Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones específicas.
- Deformaciones del hormigón: La máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón, se supone igual a 3 ‰ (0,003).
- Deformaciones del acero: El esfuerzo en la armadura, cuando sea menor que  $f_y$ , debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación específica del acero. Para deformaciones específicas mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considera independiente de la deformación específica e igual a  $f_y$ .

Cuando  $\xi_s < \xi_y$  (Deformación específica de fluencia)  $\rightarrow A_s f_s = A_s E_s \xi_s$

Cuando  $\xi_s \geq \xi_y$   $\rightarrow A_s f_s = A_s f_y$

- Resistencia de tracción del hormigón: La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sometidos a flexión y a carga axial.
- Diagrama de tensiones del hormigón: La relación entre la distribución de las tensiones de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- Diagrama rectangular de tensiones del hormigón: Los requisitos anteriores se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:

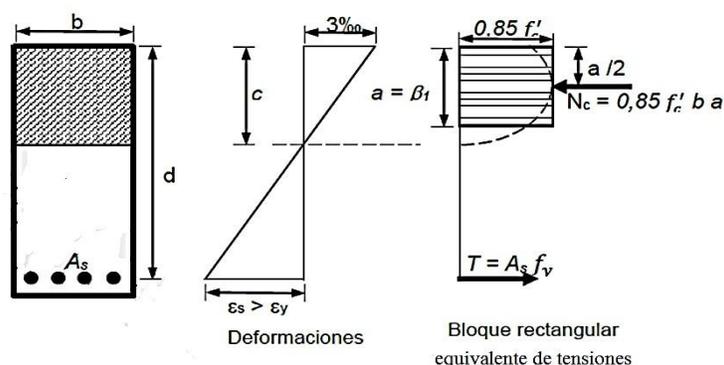


Figura 70. Distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón.

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

- Una tensión en el hormigón de  $0,85 f_c'$  uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 * c$  de la fibra de deformación específica máxima en compresión.
- La distancia desde la fibra de deformación específica máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para  $f_c'$  entre 18 MPa y 30 MPa, el factor  $\beta_1$  se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 30 MPa,  $\beta_1$  se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0,65.

Tabla 61. Valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el H°.

| $f_c'$                           | $\beta_1$                          |     |
|----------------------------------|------------------------------------|-----|
| $f_c' \leq 30$ MPa               | 0,85                               | (a) |
| $30 \text{ MPa} < f_c' < 60$ MPa | $0,85 - 0,056 \frac{f_c' - 30}{7}$ | (b) |
| $f_c' \geq 60$ MPa               | 0,65                               | (c) |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

- Deformación balanceada: La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando la armadura en tracción alcanza la deformación específica correspondiente a  $f_y$  al mismo tiempo que el hormigón en compresión alcanza su deformación específica última supuesta de 0,003 (3‰).

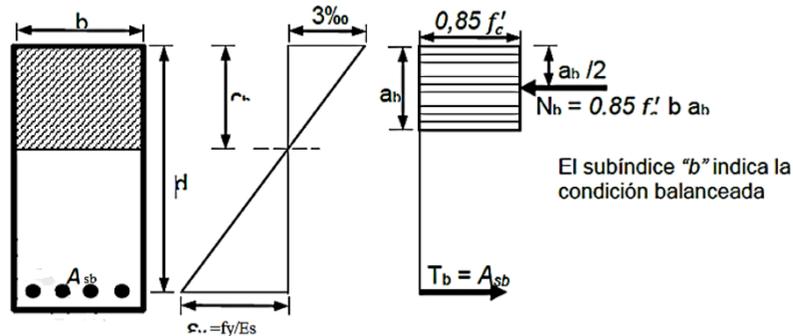


Figura 71. Condición de deformación balanceada en flexión.

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

- Armadura de tracción: La armadura de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima a flexión de la sección transversal de un elemento.
- Espaciamiento de la armadura de tracción:* El espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción,  $s$ , no debe ser mayor que el dado por:

$$s \leq \begin{cases} 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5c_c \\ 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) \end{cases}$$

Donde:

$f_s$  = Tensión en la armadura calculada para las cargas de servicio, calculada en MPa, en la armadura más cercana a la cara en tracción para cargas de servicio debe ser obtenida con base en el momento no mayorado. Se puede tomar  $f_s$  como  $2/3$  de  $f_y$ .

$c_c$  = Menor distancia desde la superficie de la armadura o acero de pretensado a la cara en tracción. Si la armadura más cercana a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de  $s$  a utilizar en la ecuación es el ancho de la cara en tracción extrema.

#### 4.4.6.1.1. Resistencia a cortante.

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$\phi V_n \geq V_u \quad ; \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_u$ : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante calculada mediante

$V_c$ : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón, calculada de acuerdo con

$V_s$ : Resistencia nominal a cortante proporcionada por la armadura de cortante calculada

- Resistencia del hormigón: Los valores de  $\sqrt{f'c}$  usados en este capítulo no deben exceder 8,3 MPa.

Se permite usar valores de  $\sqrt{f'c}$  mayores que 8,3 MPa al calcular  $V_c$ ,  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  para vigas de hormigón armado o pretensado y losas nervadas de hormigón con una armadura mínima en el alma, de acuerdo con el capítulo 11, de la APNB 1225001-1

- Cálculo del cortante mayorado: Se permite calcular el máximo  $V_u$  en los apoyos cuando se cumplan las condiciones siguientes:
  - (a) La reacción en el apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,
  - (b) Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,
 Ninguna carga concentrada se aplica entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida.

#### 4.4.6.1.2. Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados.

$V_c$  debe calcularse según las disposiciones siguientes a menos que se haga un cálculo más detallado.

- Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b_w * d$$

Dónde:  $\lambda$ =Factor de modificación que toma en cuenta las propiedades reducidas del H° de peso liviano, relativo a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión.

$\lambda = 1,0$  para hormigón normal,

$\lambda = 0,85$  para hormigón liviano con arena de peso normal

$\lambda = 0,75$  para hormigón liviano en todos sus componentes

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} \left( 1 + \frac{Nu}{14 Ag} \right) b_w * d$$

La cantidad  $Nu/Ag$  debe expresarse en MPa.

- Para elementos sometidos a tracción axial significativa,  $V_c$  debe tomarse como cero.

#### 4.4.6.1.3. Resistencia al corte proporcionado por la armadura de cortante.

- (a) Resistencia especificada de las armaduras de cortante:

Los valores de  $f_y$  y  $f_{yt}$  usados en el diseño de la armadura para cortante deben ser:

$$f_y \text{ y } f_{yt} \leq \begin{cases} 420 \text{ Mpa en general} \\ 560 \text{ Mpa} (*) \end{cases}$$

(\*) Para armadura electrosoldada de alambre corrugado

(b) Anclaje de las armaduras: Con el fin de desarrollar su tensión de fluencia especificada, los estribos y otras barras o alambres utilizados como armadura de corte se deben prolongar una distancia  $d$  desde la fibra comprimida extrema y se deben anclar en ambos extremos del elemento.

(c) Límites para el espaciamiento de la armadura de cortante: El espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} \text{ en elementos de hormigón no pretensado} \\ 0,75 h \text{ en elementos de hormigón pretensado} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Los estribos inclinados y la armadura longitudinal doblada deben estar espaciados de manera tal que cada línea a  $45^\circ$  que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento,  $d/2$ , hasta la armadura longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de armadura de cortante.

Cuando  $V_c > 0,33 \sqrt{f_c'} * b_w * d$  las separaciones máximas dadas se deben reducir a la mitad.

(d) Armadura mínima de cortante : Debe colocarse un área mínima de armadura para cortante,  $A_{v\text{mín}}$ , en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión (pretensado y no pretensado) donde  $V_u$  exceda  $0,5\emptyset V_c$ , excepto en:

- Losas y zapatas.
- Elementos alveolares con una altura total, sin incluir el afinado de piso, no mayor de 300 mm y unidades alveolares donde  $V_u \leq 0,5 \emptyset V_{cw}$ .
- Losas nervadas de hormigón con viguetas definidas en 8.13 de APNB 1225001.
- Vigas con altura total  $h \leq 250$  mm

La armadura mínima se calcula mediante:

$$A_{v\text{mín}} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} ; \text{ Pero } A_{v\text{mín}} \geq 0,34 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

#### 4.4.6.1.4. Diseño de la armadura a cortante.

Donde  $V_u$  excede  $\emptyset V_c$ , la armadura para cortante debe proporcionarse de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

(a) Donde se utilice armadura para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s \leq \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

$A_v$  es el área de armadura para cortante dentro del espaciamiento  $s$ , y debe definirse como dos veces el área de la barra.

(b) Cuando la armadura para cortante consiste en una barra individual o en un grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:  $V_s = A_v * f_y * \sin \alpha$

$$V_s \leq 0,25 \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo entre la armadura doblada y el eje longitudinal del elemento.

(c)  $V_s$  no debe considerarse mayor que:

$$V_s \leq \frac{2 * \sqrt{f'c}}{3} * b_w * d$$

#### 4.4.6.1.5. Control de deflexiones.

Los elementos de hormigón armado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Tabla 62. Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que calculen las deflexiones

|   | ESPESOR MÍNIMO, $h$ (mm)  |                         |                          |             |
|---|---|-------------------------|--------------------------|-------------|
|   | Simplemente apoyados  | Con un extremo continuo | Ambos extremos continuos | En voladizo |
| Elementos                               | Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes. |                         |                          |             |
| Losas macizas en una dirección          | $l/20$  | $l/24$                  | $l/28$                   | $l/10$      |
| Vigas o losas nervadas en una dirección | $l/16$  | $l/18,5$                | $l/21$                   | $l/8$       |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

*Elementos armados en una dirección (no pretensados):* Las alturas o espesores mínimos establecidos en la tabla 62 deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

Las flechas se dividen en dos tipos, la instantánea y la diferida o a largo plazo. De forma genérica la instantánea es la debida al peso propio del elemento y a la carga aplicada, en la diferida influye también la carga aplicada, pero predomina la influencia de la retracción del fraguado y el flujo plástico del concreto. Se podría pensar que es de mayor importancia el estudio de la flecha instantánea por la celeridad con que ocurre, pero estudios han demostrado que en ocasiones la flecha a largo plazo puede superar en dos y hasta tres veces a la instantánea, esto evidencia la importancia del estudio detallado de ambas

El APNB 1225001 considera dos tipos de deflexiones:

- (1) La deflexión inmediata o inicial (a corto plazo) ocasionada por las acciones permanentes y acciones variables en condiciones de servicio (véase procedimiento de cálculo en 9.5 de APNB 1225001).
- (2) La deflexión a largo plazo resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = Cuantía geométrica e armadura de compresión  $A_s'$  referida al área de la sección útil  $b_o*d$  en la sección de referencia

$$\rho' = \frac{A_s}{b_o * d}$$

$\xi$  = Coeficiente que depende de la duración de la carga y que toma los valores indicados seguidamente:

|              |     |
|--------------|-----|
| 5 o más años | 2,0 |
| 1 año        | 1,4 |
| 6 meses      | 1,2 |
| 3 meses      | 1,0 |
| 1 mes        | 0,7 |
| 2 semanas    | 0,5 |

La deflexión calculada de acuerdo con 9.5 en APNB 1225001, no debe exceder los límites establecidos en la tabla 63:

Tabla 63. Deflexión máxima admisible calculada

| Tipo de elemento  | Deflexión considerada   | Límite de deflexión |
|---|---|---------------------|
| Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.           | Deflexión inmediata debida a, $L_r$ ,<br>S y R  | $l/180^{(1)}$       |
| Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.                 | Deflexión inmediata a la carga viva,<br>L   | $l/360$             |
| Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.    | La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la   | $l/480^{(3)}$       |
| Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) | $l/240^{(4)}$       |

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.6.2. Diseño de columnas de H °A °.

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entre pisos o cubierta, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entre piso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial. En pórticos o en elementos continuos debe prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de entre pisos o cubierta, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

**Dimensiones para el diseño de elementos comprimidos:** La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser  $b \geq 200$  mm y el diámetro mínimo de la armadura principal a utilizar debe ser  $d_b = 12$  mm.

El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 (para barras dentro de estribos circulares o rectangulares).

**Límites para las armaduras de elementos comprimidos:** El área de la armadura longitudinal,  $A_{st}$ , para elementos a compresión no compuestos debe cumplir con:

$$0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

**Elementos de hormigón armado en compresión axial:** La resistencia axial de diseño  $\Phi P_n$  de elementos en compresión no debe tomarse mayor que  $\Phi P_{n,máx}$  calculado usando la ecuación siguiente:

Para elementos no pretensados con estribos que cumplan:

$$\Phi P_{n,máx} = 0,80\Phi[0,85 f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

**Excentricidad en elementos de hormigón en compresión axial:** Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La fuerza axial mayorada  $P_u$ , a una excentricidad dada, no debe exceder de la dada anteriormente. El momento máximo mayorado  $M_u$  debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo 4.4.7.2.1.

##### 4.4.6.2.1. Efectos de la esbeltez en elementos comprimidos.

Se permite considerar los elementos a compresión como indesplazables cuando los elementos de arriostramiento tienen una rigidez total que restringe los movimientos laterales de ese piso de al menos 12 veces la rigidez bruta de las columnas dentro del piso.

**Límites para la esbeltez:** En estructuras indesplazables se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen la siguiente condición:

$$\frac{k * lu}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

Donde:

Lu= Longitud no apoyada de elementos comprimidos (debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando)

r = Radio de giro, se puede tomar el radio de giro,  $r$  igual a:

$$(a) r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

(b) 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad, para el caso de elementos rectangulares.

El término M1/M2 es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

**Elementos esbeltos:** Cuando un elemento individual en compresión dentro de una estructura tiene una esbeltez  $k * lu / r > 100$ , debe usarse un “*Análisis no lineal de segundo orden*” para calcular las fuerzas y momentos en la estructura.

**Procedimiento alternativo:** Cuando los efectos de la esbeltez no son ignorados, el diseño de elementos a compresión, debe basarse en las fuerzas y momentos mayorados de un análisis de segundo orden que cumpla con lo expuesto en 10.10.2 de APNB 1225001.

(a) Los momentos totales, incluyendo los efectos de segundo orden, de elementos en compresión, vigas de restricción u otros elementos estructurales no deben exceder 1,4 veces los momentos debidos a los efectos de primer orden.

(b) Los efectos de segundo orden se deben considerar a lo largo de la longitud de los elementos a compresión. Se permite calcular estos efectos usando el procedimiento de magnificación de momentos.

#### 4.4.6.2.2. Procedimiento de magnificación de momentos.

El diseño de columnas en estructuras o entrepisos indesplazables debe basarse en el procedimiento de magnificación de momentos.

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada  $P_u$  y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento,  $M_c$  como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} * M_2 \quad (1)$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} \geq 1,0 \quad ; \quad P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k * l_u)^2}$$

El debe tomarse como:

$$(EI)_{eff} = \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \quad ; \quad (EI)_{eff} = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

Como alternativa, se permite que  $EI$  sea calculado usando el valor  $I$  de la ecuación (10-8) de APNB 1225001 dividido por  $(1 + \beta_{dns})$ .

El término  $\beta_{dns}$  es la relación entre la máxima carga axial sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima carga axial mayorada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor a 1,0.

Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos  $C_m$  debe tomarse como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,40 \quad (2)$$

Donde  $M_1/M_2$  es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos,  $C_m$  debe tomarse como 1,0.

El momento mayorado  $M_2$ , en la ecuación (1) no debe tomarse menor que:

$$M_2 \geq M_2 \min = P_u (15 + 0,03 h)$$

Alrededor de cada eje separadamente, y donde 15 y 0,03  $h$  están en mm.

Para elementos en los que  $M_2 \min$  supera a  $M_2$ , el valor de  $C_m$  en la ecuación (2) debe ser tomado como 1, o estar basado en la relación de los momentos calculados para los extremos,  $M_1 / M_2$ .

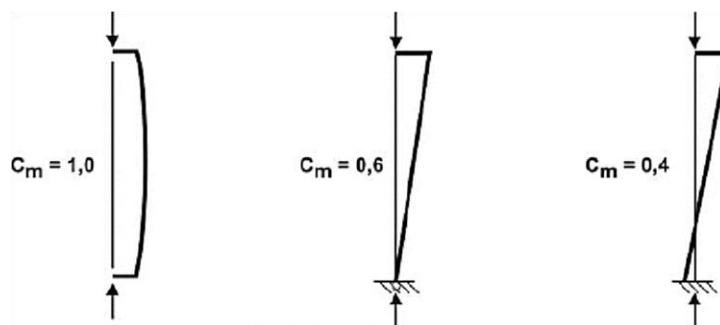


Figura 72. Valores del coeficiente  $C_m$  para columnas esbeltas en pórticos desplazables e indesplazables.

Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

#### 4.4.6.3. Diseño de losa alivianada.

La losa nervada consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos (2) direcciones ortogonales.

**Ancho de nervios:** El ancho de las nervaduras debe cumplir con:

$$b_{\text{mín}} \geq 100 \text{ mm}$$

$$h \text{ nervio} \leq 3,5 \text{ ancho menor del nervio}$$

En losas nervadas en una dirección se debe disponer de armadura normal a las nervaduras de acuerdo con lo requerido en 4.4.5.7.

Los elementos de hormigón armado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Las alturas o espesores mínimos establecidos en la tabla 62 deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

### **RESISTENCIA AL CORTANTE**

Donde se considere que el cortante vertical es resistido por todo el elemento compuesto, se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del capítulo 11 de APNB 1225001 como si se tratara de un elemento de la misma sección transversal, construido monolíticamente.

Ya que no es usual colocar refuerzo por corte en losas aligeradas, es necesario verificar que la sección de concreto de la losa es adecuada para resistir los esfuerzos cortantes producidos por las cargas actuantes.

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva  $b_w \cdot d$ .

De acuerdo a las disposiciones de APNB 1225001 cuando se empleen como encofrados perdidos casetones de cerámica u hormigón que tengan una resistencia unitaria a la compresión por lo menos igual al  $f_c'$  de las viguetas se permite incluir la pared vertical del elemento de aligeramiento que está en contacto con la vigueta en los cálculos de resistencia al cortante y momento negativo. Ninguna otra parte de los aligeramientos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

Cuando la capacidad a corte del aligerado sea insuficiente se procederá a realizar ensanches alternados o corridos, según necesidad, hasta una longitud tal que la sección del elemento sea capaz de resistir el momento último.

En losas nervadas, puede considerarse que  $V_c$  es un 10% mayor que lo especificado, y se justifica por el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas con

resistencias más altas al cortante que permitan esfuerzos cortantes comparables y la redistribución de las cargas vivas locales a los nervios adyacentes.

La resistencia a cortante estará dada íntegramente por el aporte del hormigón y se debe satisfacer que la fuerza cortante amplificada sea menor que la resistencia a corte del aligerado, que se define como:

$$\phi V_c > V_u \quad ; \quad V_c = 1,1 * \phi * 0,53 * \sqrt{f_c'} * b * d \quad ; \quad \phi = 0,85$$

#### 4.4.6.4. Diseño de zapata aislada de H° A°.

**Cargas y reacciones:** Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño dispuesto en el capítulo 15 de APNB 1225001.

**Geometría:** El área base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo.

**Momentos en zapatas:** El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

**Momento de diseño:** El momento máximo mayorado,  $M_u$ , para una zapata aislada debe calcularse para las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

- En la cara de la columna, pedestal o muro, para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de hormigón.
- En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.
- En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la platina de base de acero, para zapatas que soporten una columna con platina de acero de base.

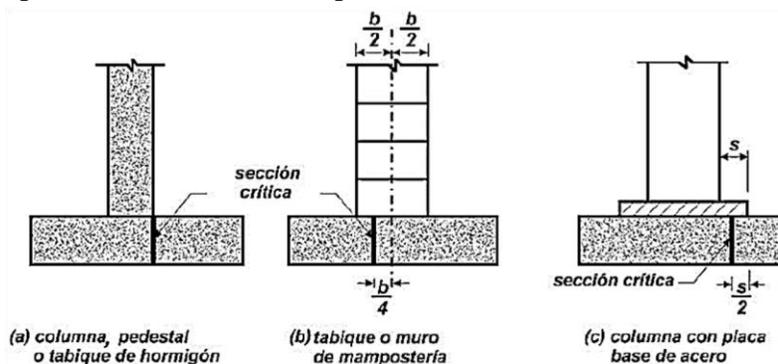


Figura 73. Ubicación de las secciones críticas para momento máximo mayorado en zapatas  
Fuente: Anteproyecto de Norma Boliviana APNB 1225001

**Distribución de las armaduras:** En zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

En zapatas rectangulares en dos direcciones, la armadura debe distribuirse como se indica:

(a) La armadura en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

(b) Para la armadura en la dirección del lado menor se procederá de la forma siguiente:

(1) La fracción de la armadura total,  $\beta_s A_s$ , debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

(2) El resto del armadura requerido en la dirección corta,  $(1 - \gamma_s) A_s$ , debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\gamma_s = \frac{\text{Armadura en el ancho de la faja central}}{\text{Armadura total en la dirección del lado menor}} = \frac{2}{\beta_1 - 1}$$

Donde  $\beta_1$  es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

La armadura restante requerida en la dirección corta debe distribuirse equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de la franja, la mitad para cada segmento.

**Altura mínima de las zapatas y cabezales:** La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo.

#### 4.4.6.4.1. Dimensionamiento en planta.

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.

$$q_{adm} = \frac{P}{A_{req}}$$

Donde:

P = Carga de servicio.

A<sub>req</sub> = Área requerida de la zapata aislada rectangular (A × B) o cuadrada (A × A).

q<sub>adm</sub> = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

La carga de servicio (P) es la carga actuante en la columna transmitida a la zapata, la cual es calculada previamente haciendo un análisis de toda la estructura.

Cuando se realiza el dimensionado de una zapata rectangular se puede asumir una de las secciones (A o B), y calcular la otra. En caso de una zapata cuadrada el lado A es igual al lado B (A = B). Para el caso de zapatas rectangulares, no es aconsejable sobrepasar la relación de

$A=2B$  .caso contrario, debe proyectarse la zapata de forma que se garantice el trabajo del conjunto, por ejemplo, recurriendo a la colocación de nervio superior.

$$\begin{array}{ll} \text{Zapatas cuadradas} & \text{Zapatas rectangulares} \\ qa = \frac{P}{A^2} \rightarrow A = \sqrt{\frac{P}{qa}} & qa = \frac{P}{A * B} \rightarrow A = \frac{P}{qa * B} \end{array}$$

Posteriormente, se calcula la presión neta última que la zapata transmite al suelo.

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}} \quad (3)$$

Dónde:

$P_u$  = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

Posteriormente se verifica que la capacidad calculada mediante la ecuación (3) no sea mayor a la resistencia admisible de apoyo ( $q_u \leq q_a$ ).

#### 4.4.6.4.2. Dimensionamiento en elevación

Se estima el canto útil " $d$ " de la zapata en función de las verificaciones de cortante por punzonamiento y cortante por flexión o se puede calcular un canto útil mínimo.

##### (a) Verificación a cortante por punzonamiento

Una columna apoyada en una zapata produce el efecto de punzonamiento a causa de las tensiones cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el cual la zapata se somete a una compresión vertical. Si esta tensión es muy grande la zapata tiende a fallar por cortante.

El promedio de esfuerzo cortante en el concreto que falla puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna. La tensión cortante puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{q_u (AB - A_o)}{\phi b_o d}; \quad A_o = (a + d)(b + d) ; b_o = 2 * (a + b + 2d)$$

Dónde:

$v_u$  = Tensión cortante actuante en la zapata.

$A_o$  = Área de la sección crítica para cortante abcd de la figura [3.8 (b)].

$b_o$  = Perímetro de la sección crítica para cortante.

$A$  = Ancho de la zapata ;  $q_u$  = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

$d$  = Canto útil de la zapata. ;  $\phi = 0,75$

La norma APNB 1225001 establece que la tensión admisible de cortante por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_c \leq \begin{cases} 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f_c'} \\ 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f_c'} \\ 1,06 \sqrt{f_c'} \end{cases} ; \quad \alpha_s \begin{cases} 40 \text{ para columnas interiores} \\ 30 \text{ para columnas de borde} \\ 20 \text{ para columnas de esquina} \end{cases}$$

Dónde:

$\beta$  = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$V_c$  = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

$f_c'$  = Resistencia específica a la compresión del hormigón a los 28 días.

Se debe verificar la siguiente relación:  $V_u \leq V_c$

#### (b) Verificación a cortante por flexión

El cortante por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia  $d$  de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según APBN 1225001 la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:  $V_c = 0,53 * \sqrt{f_c'}$

Para el cálculo del valor del canto útil de la fundación "d", tanto a punzonamiento como a flexión en "x" e "y", se considera lo siguiente:

- (1) Se puede asumir un valor de canto útil "d" y verificar que se cumpla con la siguiente relación:

$$V_u \leq V_c$$

En caso de no cumplir, se debe aumentar el valor de "d".

- (2) Para no asumir el valor "d", se puede calcular el canto útil mínimo requerido, igualando las tres ecuaciones a sus respectivas resistencias, despejando luego los tres valores de canto útil, tomando como definitivo el mayor de los tres. Entonces la altura mínima de la zapata es:  $h = d + r$

#### 4.4.6.4.3. Cálculo de armadura a flexión.

Una vez calculada la sección de la zapata y el canto útil, se procede a calcular la armadura con los momentos obtenidos en eje X y Y.

$$M_y = \frac{P_u}{A} * \frac{m^2}{2}; \quad m = \frac{A - a}{2}$$

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} ; \quad a = \frac{A_{s1} * f_y}{0,85 * f_c' * B} ; \quad A_{smin} = \omega * B * h$$

#### 4.4.6.4.4. Cortante en zapatas y cabezales

La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en 11.11 de APBN 1225001.

**(a) Losas o zapatas armadas en dos (2) direcciones:**

La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con el capítulo 11 de APNB 1225001 debe medirse desde la cara de la columna, pedestal o muro.

El diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos direcciones está basado en las ecuaciones siguientes:

$$\phi V_n \geq V_u \quad ; \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_u$ : fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n$ : resistencia nominal al cortante calculada mediante

$V_s$ : es la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante calculada

$V_c$ : resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, calculada de acuerdo con lo expuesto en 4.4.6.1.2.

**4.5. ANÁLISIS DE CARGAS.**

Los resultados obtenidos están en función de las características de los materiales adoptados y las cargas actuantes (véase tabla 64):

**(a) Hormigón Armado**

Resistencia característica del hormigón (a los 28 días)  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Módulo de elasticidad ( $E$ ) =  $210.000 \text{ kg/cm}^2$

**(b) Acero de Refuerzo**

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero AEH-500 con las siguientes características:

Límite de fluencia o límite elástico  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ .

Módulo de Elasticidad =  $2 \times 10^6 \text{ Kp/cm}^2$ .

Las sobrecargas de uso, se determinarán con base en la tabla 57 (véase 4.4.2.1):

$$\text{Área de habitaciones} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Salas de operaciones y laboratorios} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Escaleras, pasillos y accesos} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Las cargas actuantes en la estructura se presentan resumidamente en la siguiente tabla, el cálculo de las cargas se detalla en ANEXO 12.

Tabla 64. Cargas actuantes en la estructura

| Tipo de carga     | Elemento                                | Valor de carga | Unidad            |
|-------------------|---|----------------|-------------------|
| Carga muerta      | Recubrimiento , cerámica y acabados     | 145            | kg/m <sup>2</sup> |
|                   | Muro de ladrillo 6H (e=0,18cm)          | 654            | kg/m              |
|                   | Muro interior de ladrillo 6H (e=0,12cm) | 402            | kg/m              |
| Sobrecarga de uso | 200 (Habitaciones)                      |                | kg/m <sup>2</sup> |
|                   | 400 (Escaleras)                         |                | kg/m <sup>2</sup> |
|                   | 300 (Laboratorios)                      |                | kg/m <sup>2</sup> |

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.6. VERIFICACIÓN DE SOLICITACIONES.

Se verificarán las acciones solicitantes en el pórtico N<sup>o</sup> 4 de la estructura, en el cual se encuentran los elementos de viga y columna más solicitados.

Se considerará la misma geometría de los elementos estructurales y características de materiales.

##### 4.6.1. Solicitaciones en viga de H° A° más solicitada.

*Datos de características de materiales y geometría de la viga:*

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Base } b = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Altura } h = 0,50 \text{ m} = 50 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Longitud viga} = 5,90 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento mecánico} = r = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

Los esfuerzos obtenidos con el programa SAP 2000 (Versión 20) en el tramo 2 del segundo nivel de la estructura son los siguientes:

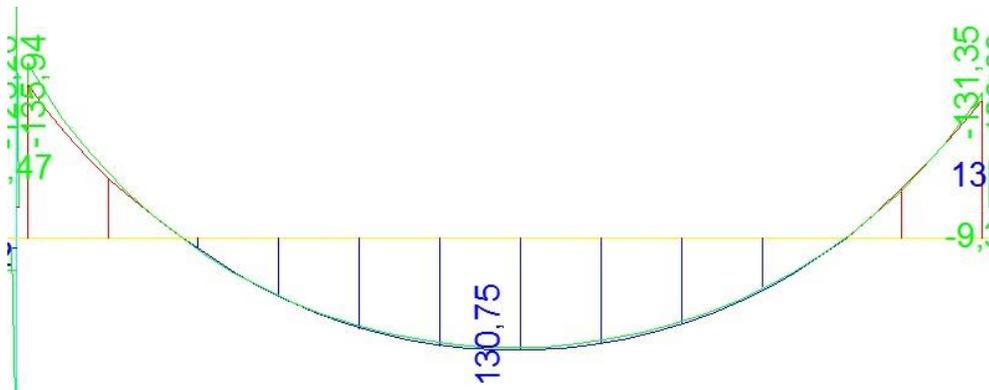


Figura 74. Diagrama de momento flector en KN\*m- tramo 2 (Según APNB 1225001)

Fuente: SAP 2000 (Versión 20)

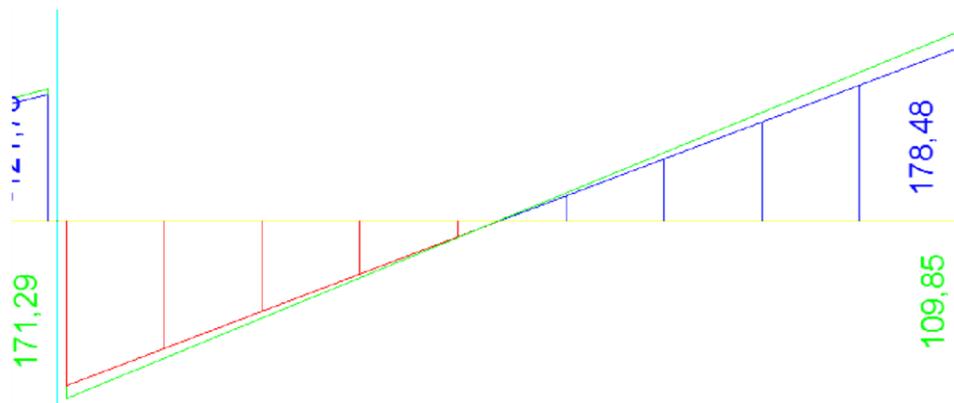


Figura 75. Diagrama de esfuerzo cortante en KN - tramo 2 (Según APNB 1225001)  
Fuente: SAP 2000 (Versión 20)

La comparación de esfuerzos obtenidos con ambos programas se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 65. Comparación de esfuerzos obtenidos con CYPECAD y SAP 2000 en tramo 2.

| Tipo de esfuerzo          | Ubicación      | Según Cypecad (Versión 2014) | Según Sap 2000 (Versión 20) | % variación |
|---------------------------|----------------|------------------------------|-----------------------------|-------------|
| Momentos flectores (KN*m) | Mo(-)Izquierdo | 137,53                       | 135,94                      | 1,16        |
|                           | Mo(+)Centro    | 129,18                       | 130,75                      | 1,20        |
|                           | Mo(-)Derecho   | 132,89                       | 131,35                      | 1,16        |
| Esfuerzos cortantes (KN)  | V(+)Izquierdo  | 173,27                       | 171,29                      | 1,14        |
|                           | V(-)Izquierdo  | 180,59                       | 178,48                      | 1,17        |

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.6.2. Solicitaciones en columna más solicitada.

*Datos de características de materiales y geometría del pilar:*

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud del pilar} = 3,10 \text{ m}$$

$$b = h = 25 \text{ cm}$$

Los esfuerzos obtenidos con el programa SAP 2000 (Versión 20) en cara inferior del nivel (piso 1) son:

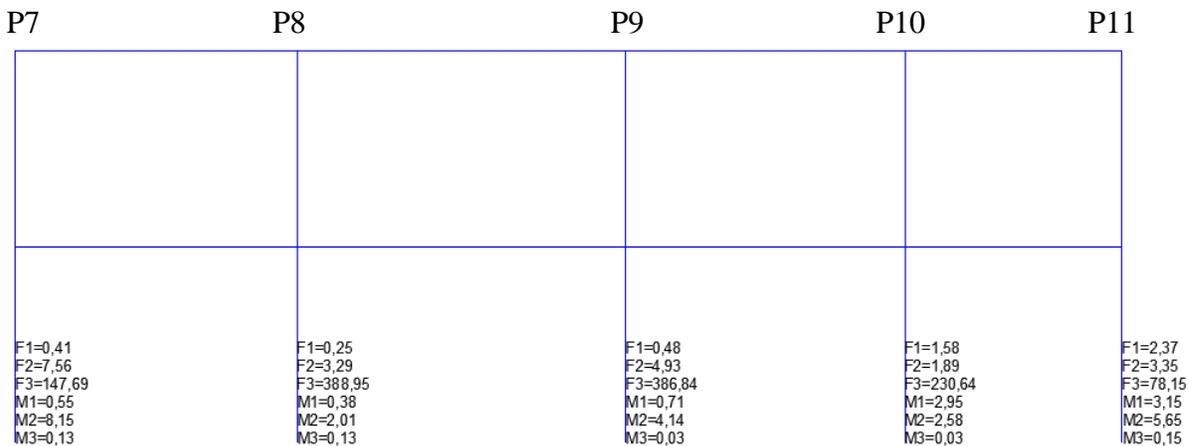


Figura 76. Pórtico №4 de la estructura- (Según APNB 1225001)  
Fuente: SAP 2000 (versión 20)

Esfuerzos solicitantes en cara inferior de columna 8:

$$F_3 = N = 388,95 \text{ KN}$$

$$M_1 = M_y(+) = 0,38 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$F_1 = V_y = 0,25 \text{ KN}$$

$$M_2 = M_x(-) = 2,01 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$F_2 = V_x = 3,29 \text{ KN}$$

La comparación de esfuerzos obtenidos con ambos programas se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 66. Comparación de esfuerzos obtenidos con CYPECAD y SAP 2000 en columna (P8)

| Tipo de esfuerzo      |           | Según Cypecad<br>(versión 2014) | Según Sap 2000<br>(versión 20) | %         |
|-----------------------|-----------|---------------------------------|--------------------------------|-----------|
|                       |           |                                 |                                | variación |
| Esfuerzo Axial N (KN) |           | 393,73                          | 388,95                         | 1,22      |
| Momentos              | Mx (KN*m) | 2,039                           | 2,015                          | 1,19      |
|                       | My (KN*m) | 0,382                           | 0,379                          | 1,01      |
| Cortantes             | Vx (KN)   | 3,332                           | 3,295                          | 1,13      |
|                       | Vy (KN)   | 0,250                           | 0,247                          | 1,14      |

Fuente: Elaboración Propia

Al comprobar que se obtienen esfuerzos similares en la estructura utilizando programas de diseño estructural diferentes, se aceptan como válidos los esfuerzos considerados en el diseño estructural del proyecto.

#### 4.7. RESULTADOS.

##### 4.7.1. Secciones de H°A° de elementos estructurales.

Los resultados del dimensionamiento de los elementos estructurales con base en APNB 1225001, se pueden visualizar en la siguiente tabla:

Tabla 67. .Dimensiones de elementos estructurales

| Elemento estructural de H° A° |  | Sección transversal |               | Dimensiones en elevación |
|-------------------------------|--|---------------------|---------------|--------------------------|
|                               |  | base b (cm)         | Altura h (cm) | Longitud ó altura (m)    |
| Columnas                      |  | 25                  | 25            | 3,1                      |
| Vigas                         | Pórtico 4  | 25                  | 50            | Variable                 |
|                               | Pórtico 10,9,7,6,5,1,21,23   | 20                  | 45            |                          |
|                               | Pórtico 1,2,3,8,14,17,19,22,24,13,16,10,20,21,25   | 20                  | 40            |                          |
| Zapata aislada                | P3, P6, P7,P11, P12, P16,P17, P20, P21,P23, P24, P25,P28, P29, P30,P31, P34, P40,P41, P46, P47,P48, P49, P50,P52 | 95                  | 95            | 30                       |
|                               | P8, P9, P13,P18,P19,P33,P38  | 135                 | 135           | 35                       |
|                               | P10, P14, P15,P22, P26, P32,P35, P36, P37,P39, P42, P43,P44, P45,P27,51  | 115                 | 115           | 30                       |
|                               | (P1-P4), (P2-P5)   | 210                 | 75            | 30                       |

Fuente: Elaboración Propia

Cabe recalcar que las dimensiones obtenidas son las mismas que se obtuvieron en el diseño con base en CBH-87.

#### 4.7.2. Cuantías de obra.

Del programa Cypecad (versión 2014) se puede obtener como resultados las cuantías de obra con base en ambas normativas.

##### 4.7.2.1. Según CBH-87.

Se tiene las siguientes cuantías de obra:

Tabla 55.Cantidades de hormigón y acero (según CBH-87)

| Elemento                 | Superficie ( m <sup>2</sup> ) | Volumen (m <sup>3</sup> ) | Barras (kg) |
|--------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------|
| Forjados                 | 473,83                        | 42,64                     | 627         |
| Vigas                    | 164,18                        | 70,56                     | 5412        |
| Encofrado lateral        | 552,62                        |                           |             |
| Pilares (Sup. Encofrado) | 402,5                         | 25,13                     | 2977        |
| Escaleras                | 12,4                          | 2,1                       | 246         |
| Zapatas                  | 59,63                         | 22,37                     | 773,72      |
| Total                    | 1.665,16                      | 162,8                     | 10.035,72   |

Fuente: Cypecad (versión 2014)

#### 4.7.2.2. Según APNB 1225001.

Se tiene las siguientes cuantías de obra:

Tabla 68. Cantidades de hormigón y acero (según APNB 1225001)

| Elemento                 | Superficie (m <sup>2</sup> ) | Volumen (m <sup>3</sup> ) | Barras (kg) |
|--------------------------|------------------------------|---------------------------|-------------|
| Forjados                 | 473,83                       | 42,64                     | 554         |
| Vigas                    | 164,18                       | 70,56                     | 4.822       |
| Encofrado lateral        | 552,62                       |                           |             |
| Pilares (Sup. Encofrado) | 402,5                        | 25,13                     | 2.861       |
| Escaleras                | 12,4                         | 2,1                       | 215         |
| Zapatas                  | 59,63                        | 22,37                     | 810,499     |
| Total                    | 1.665,16                     | 162,8                     | 9.262,50    |

Fuente: Cypecad (versión 2014)

### 4.8. COMPARACIÓN TÉCNICA.

#### 4.8.1. Estados límites últimos.

En función de los resultados obtenidos, se desarrollará la comparación de esfuerzos, armados, dimensionamiento de elementos estructurales.

##### 4.8.1.1. Solicitaciones obtenidas.

Se realizará la comparación de solicitaciones obtenidos con ambas normativas.

##### 4.8.1.1.1. Vigas de H°A°.

Se analiza el pórtico N° 4 correspondiente al pórtico con mayores solicitaciones.

Tabla 69. Envoltentes en vigas (pórtico N° 4)

| Norma        | tramo | L viga (m) | Envoltentes                     |                       |                                |                        |                        |
|--------------|-------|------------|---------------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------|------------------------|
|              |       |            | Momentos flectores (KN*m)       |                       |                                | Cortantes (KN)         |                        |
|              |       |            | Momento negativo izquierdo M(-) | Momento positivo M(+) | Momento negativo derecho M (-) | Cortante positivo V(+) | Cortante negativo V(-) |
| CBH - 87     | 1     | 5,15       | 20,72                           | 62,66                 | 187,87                         | 82,35                  | 153,99                 |
|              | 2     | 6,05       | 187,87                          | 121,37                | 181,27                         | 200,80                 | 209,67                 |
|              | 3     | 5,15       | 181,27                          | 46,30                 | 66,98                          | 136,71                 | 93,41                  |
|              | 4     | 4,00       | 66,98                           | 22,94                 | 11,17                          | 67,28                  | 42,32                  |
| APNB 1225001 | 1     | 5,15       | 15,500                          | 59,710                | 137,530                        | 70,200                 | 123,070                |
|              | 2     | 6,05       | 137,530                         | 129,180               | 132,890                        | 173,270                | 180,590                |
|              | 3     | 5,15       | 132,890                         | 49,520                | 45,530                         | 110,330                | 77,340                 |
|              | 4     | 4,00       | 45,530                          | 21,610                | 9,050                          | 51,820                 | 35,410                 |

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla anterior se puede observar que hay diferencias notables en cuanto a la obtención de envolventes de diseño, obteniéndose solicitaciones mayores utilizando la Norma CBH-87, esto debido a las diferencias en el proceso de mayoración de cargas.

APNB 1225001 permite ajustar los factores individuales de carga (véase 4.4.2.4) para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga, mientras que CBH-87 utiliza el mismo coeficiente de ponderación para las acciones  $\gamma_f=1,60$  (para cargas muertas y vivas), por lo que se obtienen esfuerzos de diseño mayores respecto de los obtenidos con APNB 1225001.

En la figura siguiente se observa las envolventes obtenidas en la viga de mayor sollicitación

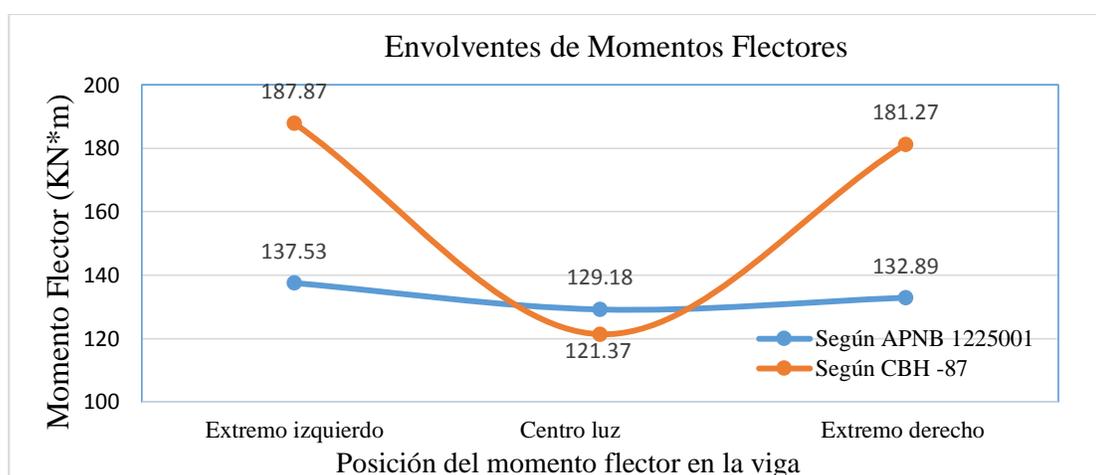


Figura 77. Envolvente de momento flector (Tramo 2)

Fuente: Elaboración Propia

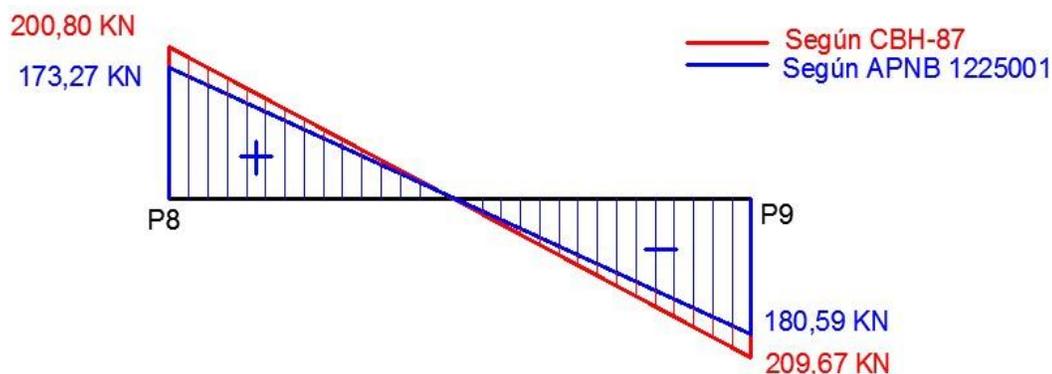


Figura 78. Envolvente de esfuerzos cortantes (Tramo 2)

Fuente: Elaboración Propia

Para visualizar de mejor manera las diferencias entre los resultados, la variación de los mismos se expresará en porcentaje.

Tabla 70. Variación en porcentaje de envolventes obtenidas con APNB 1225001 y CBH-87

| Tramo | L viga (m) | % de variación de envolventes   |                       |                                |                        |                        |
|-------|------------|---------------------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------|------------------------|
|       |            | Momento negativo izquierdo M(-) | Momento positivo M(+) | Momento negativo derecho M (-) | Cortante positivo V(+) | Cortante negativo V(-) |
| 1     | 5,15       | 25,19                           | 4,71                  | 26,80                          | 14,75                  | 20,08                  |
| 2     | 6,05       | 26,80                           | 6,05                  | 26,69                          | 13,71                  | 13,83                  |
| 3     | 5,15       | 26,69                           | 6,50                  | 32,02                          | 19,30                  | 17,20                  |
| 4     | 4          | 32,02                           | 5,80                  | 18,98                          | 22,98                  | 16,33                  |

Fuente: Elaboración Propia

Interpretando la tabla, por ejemplo en el tramo 2, según APNB 1225001 se obtuvo un valor de momento flector negativo izquierdo 26,80% menor al obtenido con CBH-87.

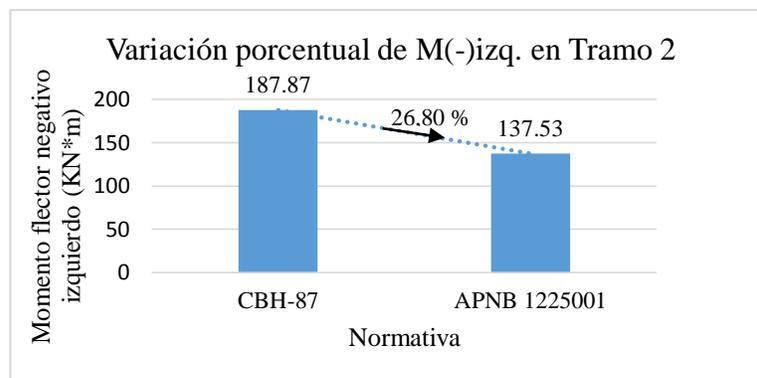


Figura 79. Variación porcentual de momento flector negativo en tramo 2 (Pórtico Nº4)

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de momentos flectores negativos y positivos varían entre 25% y 32% y los cortantes positivos y negativos varían entre 13% y 22%.

#### 4.8.1.1.2. Columnas de H°A°.

En la siguiente tabla se presenta la comparación de esfuerzos en las columnas más solicitadas (P8 y P9).

Tabla 71. Comparación de solicitaciones en columnas

| Columna | Tramo en m           | Tipo de esfuerzo        | Normativa |              |
|---------|----------------------|-------------------------|-----------|--------------|
|         |                      |                         | CBH-87    | APNB 1225001 |
| P8      | Cubierta (3,90/7,10) | Esfuerzo axial N (KN)   | 72,56     | 58,19        |
|         |                      | Momento eje X Mx (KN*m) | 8,18      | 7,68         |
|         |                      | Momento eje Y My (KN*m) | 0,44      | 0,34         |
|         |                      | Cortante eje X Vx (KN)  | 3,20      | 2,99         |
|         |                      | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,26      | 0,20         |
|         | Piso 1 (0,30/3,40)   | Esfuerzo axial N (KN)   | 472,89    | 393,74       |
|         |                      | Momento eje X Mx (KN*m) | 1,32      | 1,23         |
|         |                      | Momento eje Y My (KN*m) | 0,50      | 0,38         |
|         |                      | Cortante eje X Vx (KN)  | 3,11      | 3,33         |
|         |                      | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,32      | 0,25         |
| P9      | Cubierta (3,90/7,10) | Esfuerzo axial N (KN)   | 78,13     | 63,41        |
|         |                      | Momento eje X Mx (KN*m) | 9,39      | 8,60         |
|         |                      | Momento eje Y My (KN*m) | 0,65      | 0,51         |
|         |                      | Cortante eje X Vx (KN)  | 3,46      | 3,15         |
|         |                      | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,31      | 0,23         |
|         | Piso 1 (0,30/3,40)   | Esfuerzo axial N (KN)   | 469,63    | 391,62       |
|         |                      | Momento eje X Mx (KN*m) | 4,00      | 4,18         |
|         |                      | Momento eje Y My (KN*m) | 0,90      | 0,72         |
|         |                      | Cortante eje X Vx (KN)  | 5,16      | 4,98         |
|         |                      | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,61      | 0,50         |

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que se obtiene solicitaciones menores con APNB 1225001 respecto de los obtenidos con CBH-87, y para visualizar mejor las diferencias de resultados, en la siguiente tabla se presenta la variación porcentual de los resultados

Tabla 72. Variación porcentual de esfuerzos en columnas

| Columna | Tramo en m           | % variación |      |       |      |       |
|---------|----------------------|-------------|------|-------|------|-------|
|         |                      | N           | Mx   | My    | Vx   | Vy    |
| P8      | Cubierta (3,90/7,10) | 19,80       | 6,11 | 22,26 | 6,56 | 21,81 |
|         | Piso 1 (0,30/3,40)   | 16,74       | 6,82 | 23,43 | 6,60 | 22,54 |
| P9      | Cubierta (3,90/7,10) | 18,83       | 8,43 | 21,20 | 8,79 | 23,75 |
|         | Piso 1 (0,30/3,40)   | 16,61       | 4,38 | 20,13 | 3,49 | 19,12 |

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.8.1.1.3. Zapatas de H° A°.

En la siguiente tabla se presentan las solicitaciones que llegan a la cimentación de las columnas más solicitadas (P8 y P9).

Tabla 73. Comparación de solicitaciones en zapatas

| Zapata | Tramo en m                | Tipo de esfuerzo        | Normativa |              |
|--------|---------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
|        |                           |                         | CBH-87    | APNB 1225001 |
| P8     | Cimentación (-0,05/-1,70) | Esfuerzo axial N (KN)   | 528,30    | 435,07       |
|        |                           | Momento eje X Mx (KN*m) | 6,87      | 5,45         |
|        |                           | Momento eje Y My (KN*m) | 0,18      | 0,10         |
|        |                           | Cortante eje X Vx (KN)  | 10,92     | 8,66         |
|        |                           | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,26      | 0,16         |
| P9     | Cimentación (-0,05/-1,70) | Esfuerzo axial N (KN)   | 523,71    | 431,94       |
|        |                           | Momento eje X Mx (KN*m) | 6,66      | 5,34         |
|        |                           | Momento eje Y My (KN*m) | 0,16      | 0,09         |
|        |                           | Cortante eje X Vx (KN)  | 10,92     | 8,75         |
|        |                           | Cortante eje y Vy (KN)  | 0,19      | 0,10         |

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que se obtiene solicitaciones menores con APNB 1225001 respecto de los obtenidos con CBH-87, y para visualizar mejor las diferencias de resultados, en la siguiente tabla se presenta la variación porcentual de los resultados.

Tabla 74. Variación porcentual de esfuerzos axiales en cimentación

| Zapata | Tramo en m                | % variación |       |       |       |       |
|--------|---------------------------|-------------|-------|-------|-------|-------|
|        |                           | N           | Mx    | My    | Vx    | Vy    |
| P8     | Cimentación (-0,05/-1,70) | 17,65       | 20,70 | 40,94 | 20,64 | 39,09 |
| P9     | Cimentación (-0,05/-1,70) | 17,52       | 19,83 | 45,03 | 19,91 | 47,94 |

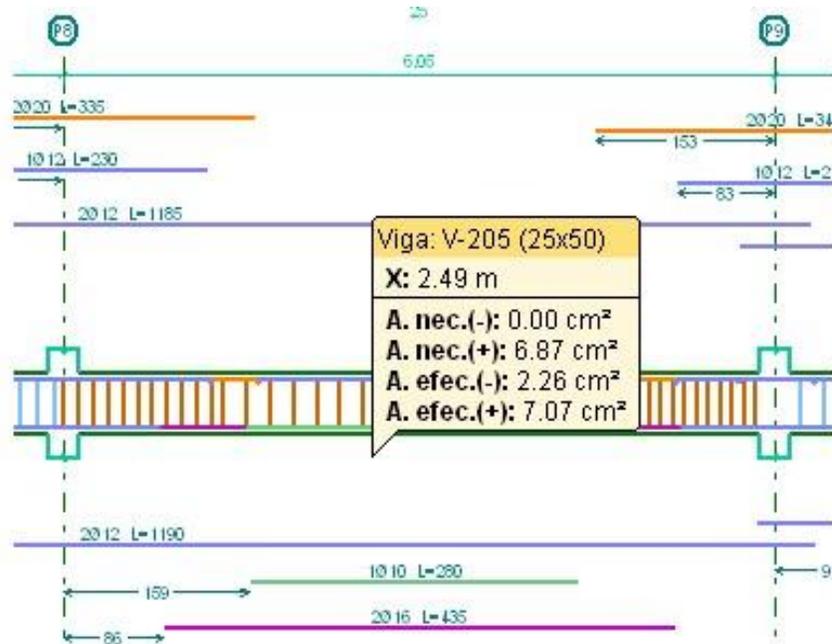
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.8.1.2. Dimensiones y armados obtenidos.

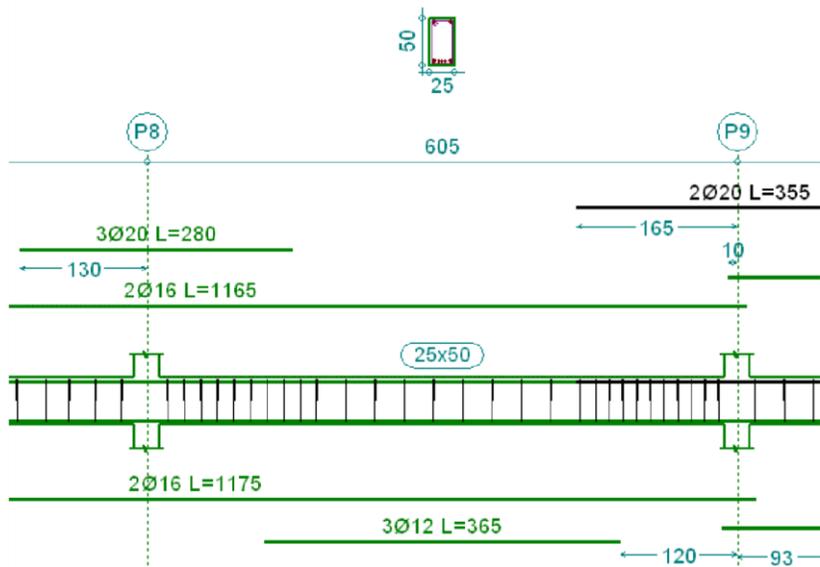
##### 4.8.1.2.1. Vigas de H°A°.

Se comparará el cálculo de armaduras requeridas en la viga más solicitada (Tramo 2 – Pórtico N° 4). En la figura siguiente se observa las armaduras longitudinales dispuestas.

Diseño según APNB 1225001



Diseño según CBH-87



Áreas

Amadura longitudinal (cm<sup>2</sup>)

| Superior |           |        |         |
|----------|-----------|--------|---------|
|          | Izquierda | Centro | Derecha |
| A. nec.  | 10.60     |        | 10.17   |
| A. real  | 13.45     |        | 10.30   |
| Posición | 0.13      |        | 5.92    |

| Inferior |           |        |         |
|----------|-----------|--------|---------|
|          | Izquierda | Centro | Derecha |
| A. nec.  | 1.75      | 6.82   | 3.50    |
| A. real  | 4.02      | 7.41   | 4.02    |
| Posición | 1.18      | 2.86   | 4.86    |

Amadura transversal vertical (cm<sup>2</sup>/m)  
 (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.l.)

| Intervalo   | Área Cálculo | Área Real |
|-------------|--------------|-----------|
| [0.13-1.66] | 5.91         | 6.70      |
| [1.66-4.53] | 3.35         | 3.35      |
| [4.53-5.92] | 7.18         | 10.05     |

Aceptar

Los valores de áreas calculadas por los programas son:

Tabla 75. Armadura longitudinal a tracción del tramo 2 –Pórtico 4

| Ubicación              | Armadura longitudinal a tracción (cm <sup>2</sup> ) |              |                    |              | % variación de As necesaria |
|------------------------|---|--------------|--------------------|--------------|-----------------------------|
|                        | Según CBH 87  |              | Según APNB 1225001 |              |                             |
|                        | As necesaria  | As dispuesta | As necesaria       | As dispuesta |                             |
| Extremo izquierdo (P8) | 10,6  | 13,45        | 7,04               | 9,68         | 33,58                       |
| Centro luz             | 6,82  | 7,41         | 6,87               | 7,07         | 0,727                       |
| Extremo derecho (P9)   | 10,17   | 10,3         | 6,78               | 9,68         | 33,33                       |

Fuente: Elaboración propia

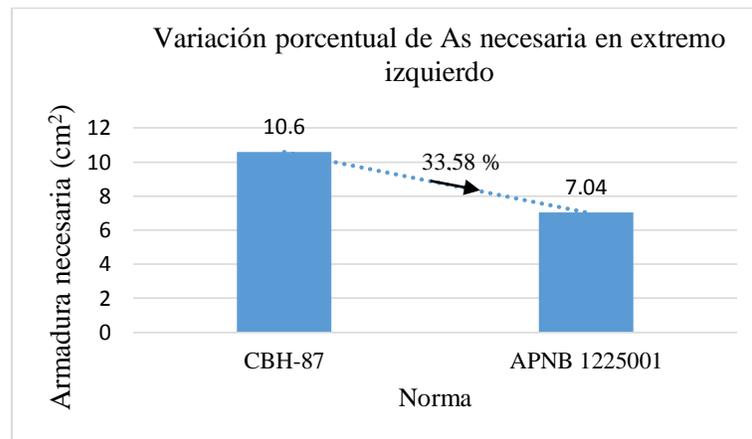


Figura 80. Variación porcentual de armadura necesaria (Tramo 2 – pórtico N°4)

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.8.1.2.1.1. Variación porcentual de armadura longitudinal calculada y dispuesta según APNB 1225001.

Se realizará el cálculo manual de la armadura longitudinal de la viga perteneciente al tramo 2 (Pórtico N° 4) para establecer la comparación porcentual con relación a resultados obtenidos con el software Cypecad (versión 2014).

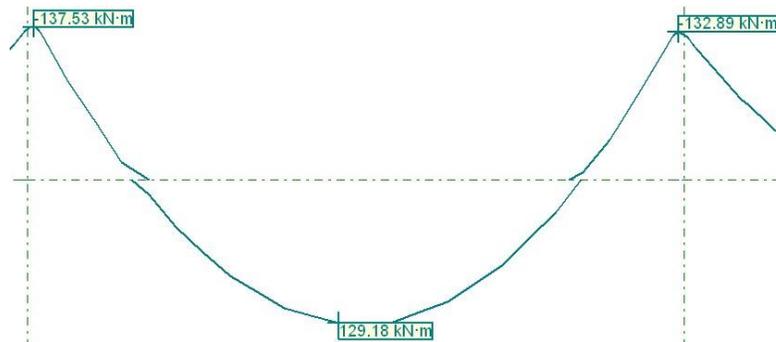


Figura 81. Envolvente de momentos flectores (Tramo 2 – Pórtico N°4)

Fuente: Cypecad (versión 2014)

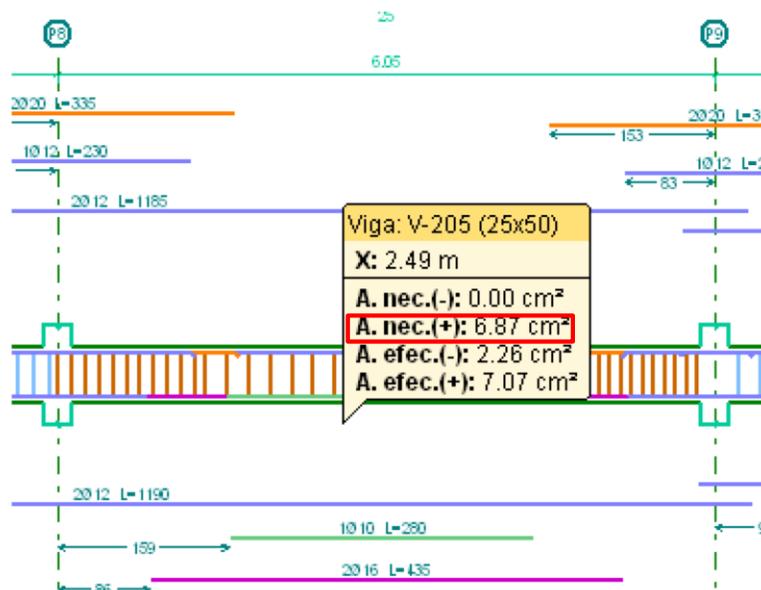


Figura 82. Área de armadura longitudinal calculada por el software  
Fuente: Cypacad (versión 2014)

Momento mayorado positivo ( $M_u +$ )=129,18 KN\*m

Inicialmente se analiza la sección como simplemente reforzada (solo requiere armadura a tracción  $A_s$ ) para ver si se necesitará armadura a compresión ( $A_s^c$ ).

(a) Cálculo de cuantía balanceada ( $\rho_b$ ):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = 0,319 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = \rho_b = 0,0135575$$

(b) Cálculo de cuantía máxima ( $\rho_{m\acute{a}x}$ ):  $\rho_{m\acute{a}x} = 0,90 * \rho_b = 0,01220175$

(c) Cálculo de factor de resistencia nominal ( $R$ ):

$$R = \rho * f_y * \left(1 - \frac{0,59 * \rho * f_y}{f'_c}\right) = 52,225 \text{ kg/cm}^2$$

(d) Cálculo del canto mínimo requerido ( $d_{m\acute{i}n}$ ):

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * R * b}} = 34,902 \text{ cm}$$

$d = 45,5 \text{ cm} > 34,902 \text{ cm} \rightarrow$  El canto útil  $d$  es mayor al requerido

(e) Cálculo de área de acero ( $A_s$ ):

$$A_s = \rho * b * d = 13,8794 \text{ cm}^2$$

(f) Cálculo de la profundidad del bloque de tensiones ( $a$ ):

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} = 13,063 \text{ cm}$$

**(g) Cálculo del momento nominal máximo (Mn):**

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = 2704312,917 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 270,4312 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Md = \phi * Mn$$

$$Md = 24338,81625 \text{ kg}\cdot\text{m} = 243,3881625 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Comparando el momento de diseño (Md) con el momento solicitante (Mu) se tiene:

$$Md < Mu \rightarrow \text{se necesita armadura de compresión}$$

$$Md > Mu \rightarrow \text{se coloca armadura mínima de compresión}$$

Si  $Md < Mu$ , se dispone armadura de compresión, debido a que la capacidad de armadura de tensión no es suficiente para soportar el momento solicitado  $Mu$ .  $Md > Mu$

$$243,3881 > 143,49 \rightarrow \text{Se coloca } A'_{\text{mín}} \text{ de compresión}$$

**(h) Cálculo de armadura mínima de compresión  $A'_{\text{mín}}$ :**

Se coloca 2 barras de  $\phi$  12 mm  $\rightarrow A_s' = 2,2619 \text{ cm}^2$

La separación entre barras es:  $S = \frac{b - (2r) - (N \text{ barras}) * \phi}{N \text{ barras} - 1}$

$$S = 13,6 \text{ cm} \approx 13,5 \text{ cm}$$

**(i) Cálculo de cuantía de tracción:**

$$\frac{Mu}{\phi * f_c' * b * d^2} = \omega * (1 - 0,59\omega)$$

$$0,11093 = \omega - 0,59\omega^2$$

$$0,59\omega^2 - \omega + 0,122918 = 0$$

$$\omega = 0,119332$$

**(j) Cuantía geométrica del acero:**

$$\rho = \omega * f_c' / f_y = 0,00597$$

**(k) Cálculo del área de acero a tracción:**

$$As = \rho * b * d \rightarrow As = 6,787 \text{ cm}^2$$

**(l) Cálculo de área mínima de acero a tracción ( $A_s$  mín):**

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

Reemplazando los siguientes datos:

$$f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ mín} = 2,84375 \text{ cm}^2 > 3,185 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Entonces: } A_s \text{ mín} = 3,185 \text{ cm}^2$$

Comparando:  $As = 6,787 \text{ cm}^2 > 3,185 \text{ cm}^2$  (Cumple)

**(m) Determinación del número de barras y espaciamientos (S):**

$$\text{Área de acero a tracción } A_s (+) = 6,787 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero a compresión } A_s (-) = 2,26 \text{ cm}^2$$

El programa dispuso la siguiente armadura:

$$2\phi 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 16 \text{ mm} \rightarrow A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 10 \text{ mm} \rightarrow A_s = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_s (+) = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$7,07\text{cm}^2 > 6,787\text{ cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

#### (n) Verificación de espaciamiento entre barras:

Según APNB 1225001 (Cap 7.6 pág. 89), los límites de espaciamiento para armadura de barras paralelas son:

$$s_{\text{min}} = \left\{ \begin{array}{l} \geq d_b \\ \geq 25\text{mm} \\ \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{array} \right\} ; \quad S = \frac{b - 2r - (N \text{ barras} * \emptyset b)}{N \text{ barra} - 1}$$

$$S = 3,40\text{ cm} > \begin{cases} d_b^{\text{máx}} = 16\text{ mm} \\ 2,5\text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{Sí verifica}$$

#### 4.8.1.2.1.1. Variación porcentual de armadura necesaria calculada manualmente y calculada por el programa.

Tabla 76. Comparación de áreas calculadas manualmente y con Cypecad (versión 2014)

| Armadura requerida calculada manualmente (cm <sup>2</sup> ) | Armadura requerida calculada por Cypecad versión 2014 (cm <sup>2</sup> ) | % Variación |
|---|--|-------------|
| 6,787   | 6,870  | 1,21        |

Fuente: Elaboración Propia

La variación de área requerida calculada manualmente (véase figura 82) y área requerida calculada por el programa según APNB 1225001 es de 1,21 %, por tanto, es mínima la variación de resultados.

#### 4.8.1.2.2. Columnas de H° A°.

En la siguiente tabla se puede visualizar que no hay variación en la disposición de armaduras longitudinales y transversales en las columnas más solicitadas (P8 Y P9).

Tabla 77. Comparación de armadura longitudinal y transversal en columnas

| Pilar | Planta        | Dimensión (cm) | Tramo (m)   | CBH-87   |           | APNB 1225001 |           | % variación |           |
|-------|---------------|----------------|-------------|----------|-----------|--------------|-----------|-------------|-----------|
|       |               |                |             | As long. | Estribos  | As long.     | Estribos  | As long.    | As trans. |
|       |               |                |             | Esquina  |           | Esquina      |           |             |           |
| P8    | Cubierta      | 25x25          | 3.90/7.10   | 4Ø12     | Ø6c/15 cm | 4Ø12         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |
|       | Piso 1        | 25x25          | 0.30/3.40   | 4Ø12     | Ø6c/15 cm | 4Ø12         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |
|       | Sobrecimiento | 25x25          | -1.70/-0.05 | 4Ø12     | Ø6c/15 cm | 4Ø12         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |
| P9    | Cubierta      | 25x25          | 3.90/7.10   | 4Ø16     | Ø6c/15 cm | 4Ø16         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |
|       | Piso 1        | 25x25          | 0.30/3.40   | 4Ø16     | Ø6c/15 cm | 4Ø16         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |
|       | Sobrecimiento | 25x25          | -1.70/-0.05 | 4Ø16     | Ø6c/15 cm | 4Ø16         | Ø6c/15 cm | 0           | 0         |

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que no hay variación en los resultados de dimensionamiento de columnas con ambas normativas, por lo que la sección de 25 cm x 25 cm se mantiene en toda la estructura.

#### 4.8.1.2.3. Zapatas de H° A°.

En la siguiente tabla se puede visualizar la variación en porcentaje de las armaduras a flexión dispuestas en las zapatas de H° A°.

Tabla 78. Comparación de armadura dispuesta en zapatas

| Zapatas | Dimensiones         |              |            | CBH-87            |                                 | APNB 1225001      |                                 | % variación de As a flexión |
|---------|---------------------|--------------|------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-----------------------------|
|         | Sección transversal | En elevación |            | Armado en flexión | As dispuesta (cm <sup>2</sup> ) | Armado en flexión | As dispuesta (cm <sup>2</sup> ) |                             |
|         |                     | Ancho (cm)   | Largo (cm) |                   |                                 |                   |                                 |                             |
| P8      | 135                 | 135          | 35         | X: 6Ø12c/21       | 6,78                            | X: 5Ø12c/26       | 5,65                            | 16,67                       |
|         |                     |              |            | Y: 6Ø12c/21       | 6,78                            | Y: 5Ø12c/26       | 5,65                            | 16,67                       |
| P9      | 135                 | 135          | 35         | X: 6Ø12c/21       | 6,78                            | X: 5Ø12c/26       | 5,65                            | 16,67                       |
|         |                     |              |            | Y: 6Ø12c/21       | 6,78                            | Y: 5Ø12c/26       | 5,65                            | 16,67                       |

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que no hay variación en los resultados de dimensionamiento de las secciones de H°A° de los elementos de cimentación en comparación, por lo que utilizando ambas normativas, se obtuvieron secciones en planta de 135 cm x 135 cm.

En cuanto al dimensionamiento de las armaduras requeridas calculadas por el programa, en función a las normas en comparación se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 79. Armaduras requeridas a flexión en zapatas

| Zapata                          |                     | P8     |              | P9     |              |
|---------------------------------|---------------------|--------|--------------|--------|--------------|
| Norma                           |                     | CBH-87 | APNB 1225001 | CBH-87 | APNB 1225001 |
| Momento de cálculo (KN*m)       | Mdx                 | 71,32  | 51,28        | 70,73  | 50,9         |
|                                 | Mdy                 | 67,16  | 48,44        | 66,63  | 48,07        |
| As requerida (cm <sup>2</sup> ) | As requerida(EJE X) | 6,075  | 5,06         | 6,075  | 5,06         |
|                                 | As requerida(EJE Y) | 6,075  | 5,06         | 6,075  | 5,06         |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 80. Variación porcentual de armadura requerida

| Zapata | % de variación |       |                    |                    |
|--------|----------------|-------|--------------------|--------------------|
|        | Mdx            | Mdy   | As calculada EJE X | As calculada EJE Y |
| P8     | 28,10          | 27,87 | 16,71              | 16,71              |
| P9     | 28,04          | 27,86 | 16,71              | 16,71              |

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que la variación de resultados de armaduras requeridas y armadura dispuesta a flexión es de aproximadamente 17 %, obteniéndose resultados mayores con CBH-87.

La diferencia de resultados de áreas requeridas está en función de las tensiones de cálculo de los elementos, que a su vez están directamente relacionados con las tensiones que soporta la cimentación, los cuales son mayores si el diseño se rige con base en CBH-87 y que consecuentemente son producto del proceso de mayoración de cargas.

#### 4.8.2. Estado límite de servicio.

##### 4.8.2.1. Deflexiones.

Se analizarán los tramos pertenecientes al pórtico más solicitado (pórtico N° 4).

Tabla 81. Deflexiones instantáneas en pórtico N° 4 (Nivel primer piso)

| Tramo | L viga (m) | Deflexiones totales (mm) |                             |              |                             | % variación |
|-------|------------|--------------------------|-----------------------------|--------------|-----------------------------|-------------|
|       |            | CBH-87                   | $\Delta_{\text{máx}}=L/500$ | APNB 1225001 | $\Delta_{\text{máx}}=L/480$ |             |
| 1     | 4,9        | 1,15                     | 9,80                        | 1,60         | 10,21                       | 28,57       |
| 2     | 5,8        | 7,15                     | 11,60                       | 10,22        | 12,08                       | 30,02       |
| 3     | 4,9        | 0,67                     | 9,80                        | 0,94         | 10,21                       | 29,44       |
| 4     | 3,875      | 0,45                     | 7,75                        | 0,63         | 8,07                        | 28,98       |

Fuente: Elaboración propia

Las deflexiones están en función de la longitud del claro, de los apoyos o condiciones en los extremos, tales como apoyos simples o restringidos, de la continuidad del tipo de carga y de la rigidez de flexión EI del elemento.

Las deflexiones son proporcionales a los momentos flectores en los distintos tramos de viga, sin embargo sucede que se obtienen valores de deflexiones instantáneas mayores entre 28 % y 30 %, utilizando APNB 1225001, debido a la expresión de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón:

$$\text{Según CBH - 87} \rightarrow E_c = 6600 * \sqrt{f_{ck}} \text{ en Mpa}$$

$$\text{Según APNB 1225001} \rightarrow E_c = 4700 * \sqrt{f_{c'}} \text{ en Mpa}$$

Las deflexiones son inversamente proporcionales al módulo de elasticidad del elemento, por tanto, al obtenerse un módulo de elasticidad del hormigón menor con APNB 1225001, se obtienen deflexiones mayores aunque se obtengan momentos flectores solicitantes menores. Las principales variables que influyen en la deflexión de un elemento de hormigón armado son:

- Módulo de elasticidad del hormigón: A mayor módulo, menores deflexiones, debido a que las deformaciones unitarias son menores.
- Porcentaje de refuerzo a tracción: A menor porcentaje, mayores deflexiones, debido a que los esfuerzos y deformaciones unitarias en el hormigón y acero son mayores.

La variación de deflexiones instantáneas del tramo 2, se puede visualizar de mejor manera en la siguiente figura.

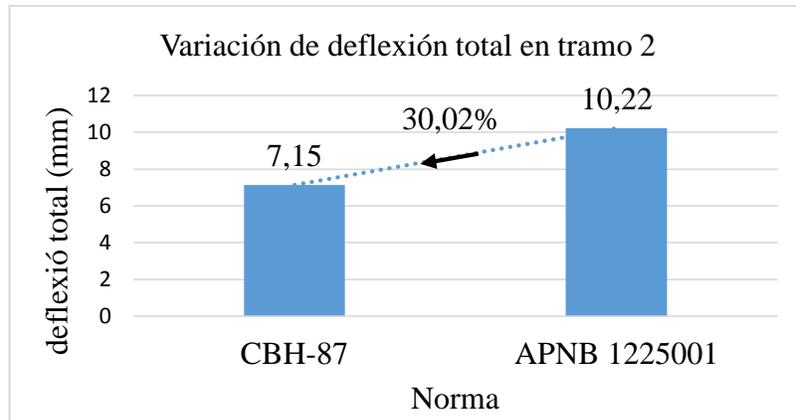


Figura 83. Variación de deflexión instantánea en tramo 2 (Pórtico 4)  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.8.2.1.1. Comprobación de cálculo de flecha:

Se comprobará el cálculo de deflexiones de la viga más solicitada (Tramo 2- Pórtico 4):

Para vigas de tramos continuos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 * l^2}{48 * E_c * I_e} \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

Donde:

$M_c$  =Momento actuante en el centro del claro.

$M_i$  =Momento actuante en extremo izquierdo.

$M_d$  =Momento actuante en extremo derecho.

$E_c$  =Modulo de elasticidad del hormigón.

$L$  = Longitud del claro

Características geométricas de la viga de H° A°:

$b=25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$

$h=50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$

$L=5,80 \text{ m}$

$r = 4,5 \text{ cm}$

$d=h-r= 45,5 \text{ cm}$

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Momentos flectores en estado límite de servicio:

$M (+) = 75,644 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M (-) \text{ izq} = 101,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M (-) \text{ der} = 97,64 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Refuerzo de compresión y tracción:

| Armadura dispuesta         | Extremo izquierdo | Extremo centro | Extremo derecho |
|----------------------------|-------------------|----------------|-----------------|
| $As(+)$ (cm <sup>2</sup> ) | 9,68              | 7,07           | 9,68            |
| $As(-)$ (cm <sup>2</sup> ) | 2,26              | 2,26           | 2,26            |

#### (a) Cálculo de módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ):

$$E_c = 4370 * \sqrt{f_{c'}} = 4700 * \sqrt{25 \text{ Mpa}} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 23500000000 \text{ N/m}^2$$

#### (b) Cálculo de Momento de inercia efectivo ( $I_e$ ) en centro luz:

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (n - 1)A'_s * (c - d')^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} \quad ; \quad f_r = 0,622 * \lambda * \sqrt{f_c'}$$

Donde:

Ie= Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones (mm<sup>4</sup>)

Mcr = Momento de fisuración (N\*mm)

Ma=Momento máximo no mayorado, presente en el elemento para la etapa en la cual se calcula la deflexión.

Ig=Momento de inercia de la sección bruta de hormigón (mm<sup>4</sup>)

Icr =Momento de inercia de la sección fisurada transformada en hormigón (mm<sup>4</sup>)

f<sub>r</sub> = módulo de ruptura del hormigón

y<sub>t</sub>= Distancia medida desde el centroide hasta la fibra extrema de tensión=h/2(viga rectangular)

Se debe tomar:

λ= 1,0 para hormigón normal.

λ= 0,85 para hormigón liviano con arena de peso normal.

λ= 0,75 para hormigón liviano en todos sus componentes.

Reemplazando los siguientes datos en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\lambda = 1 \quad f_c' = 25 \text{ Mpa} \quad y_t = 250 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = 2604166667 \text{ mm}^4 \quad ; \quad f_r = 0,622 * \lambda * \sqrt{f_c'} = 3,11 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = 32395833,33 \text{ N * mm}$$

- Cálculo de altura del bloque de compresiones del H<sup>o</sup> (c):

As=As(+)= 7,07 cm<sup>2</sup>

As'=As(-)= 2,26 cm<sup>2</sup>

b= 25 cm

Es = 200000 Mpa

Ec=23500 Mpa

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,5106 \quad \rightarrow \quad n - 1 = 7,5106$$

$$\left(\frac{b}{2}\right) c^2 + [nA_s + (n - 1)A'_s]c - [n * A_s * d + (n - 1)A'_s * d'] = 0$$

$$12,5 c^2 + 77,144 c - 2814,127 = 0$$

$$c = 12,232 \text{ cm}$$

- Cálculo de momento de inercia de la sección fisurada transformada (Icr):

Reemplazando los datos para calcular Icr en la sección de centro luz de la viga se tiene:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (n - 1)A'_s * (c - d')^2$$

$$I_{cr} = 82860,1983 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = 828601983,9 \text{ mm}^4$$

- Cálculo de Momento de inercia efectivo (Ie):

Reemplazando datos en la ecuación siguiente se obtiene:

Ma=M(+)= 75,644 KN\*m= 75644000 N\*mm

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e \text{ (centro luz)} = 968071889,9 \text{ mm}^4 \leq I_g = 2604166667 \text{ mm}^4 \text{ (Cumple)}$$

$$I_e (\text{centro luz}) = 968071889,9 \text{ mm}^4$$

**(c) Cálculo de Momento de inercia efectivo (Ie) en extremo izquierdo:**

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = 32395833,33 \text{ N} * \text{mm}$$

- Cálculo de altura del bloque de compresiones del H° (c):

$$A_s = A_s(+) = 9,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = A_s(-) = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 23500 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,5106 \quad \rightarrow n - 1 = 7,5106$$

$$\left(\frac{b}{2}\right) c^2 + [nA_s + (n-1)A_s']c - [n * A_s * d + (n-1)A_s'd'] = 0$$

$$12,5 c^2 + 99,357 c - 3824,808 = 0$$

$$c = 13,964 \text{ cm}$$

- Cálculo de momento de inercia de la sección fisurada transformada (Icr):

Reemplazando los datos para calcular Icr en la sección de centro luz de la viga se tiene:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (n-1)A_s' * (c - d')^2$$

$$I_{cr} = 106142,501 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = 1061425010 \text{ mm}^4$$

- Cálculo de Momento de inercia efectivo (Ie):

Reemplazando datos en la ecuación siguiente se obtiene:

$$M_a = M(-)\text{izquierdo} = 101,44 \text{ KN} * \text{m} = 101440000 \text{ N} * \text{mm}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e (\text{extremo izquierdo}) = 1111674649 \text{ mm}^4 \leq I_g = 2604166667 \text{ mm}^4 \text{ (Cumple)}$$

$$I_e (\text{extremo izquierdo}) = 1111674649 \text{ mm}^4$$

**(d) Cálculo de Momento de inercia efectivo (Ie) en extremo derecho:**

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} = 32395833,33 \text{ N} * \text{mm}$$

- Cálculo de altura del bloque de compresiones del H° (c):

$$A_s = A_s(+) = 9,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = A_s(-) = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 23500 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,5106 \quad \rightarrow n - 1 = 7,5106$$

$$\left(\frac{b}{2}\right) c^2 + [nA_s + (n-1)A_s']c - [n * A_s * d + (n-1)A_s'd'] = 0$$

$$12,5 c^2 + 99,357 c - 3824,808 = 0$$

$$c = 13,964 \text{ cm}$$

- Cálculo de momento de inercia de la sección fisurada transformada (Icr):

Reemplazando los datos para calcular Icr en la sección de centro luz de la viga se tiene:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + nA_s(d - c)^2 + (n-1)A_s' * (c - d')^2$$

$$I_{cr} = 106142,501 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = 1061425010 \text{ mm}^4$$

- Cálculo de Momento de inercia efectivo ( $I_e$ ):

Reemplazando datos en la ecuación siguiente se obtiene:

$M_a = M(-)_{\text{izquierdo}} = 97,64 \text{ KN}\cdot\text{m} = 97640000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

$I_e$  (extremo derecho) =  $1117772861 \text{ mm}^4 \leq I_g = 2604166667 \text{ mm}^4$  (Cumple)

$I_e$  (extremo derecho) =  $1117772861 \text{ mm}^4$

#### (e) Cálculo de momento de inercia efectivo $I_e$ final:

De acuerdo a la normativa, para vigas continuas en ambos extremos el momento de inercia efectivo es:

$$I_e = 0,50 I_{ec} + 0,25 (I_{e_{izq}} + I_{e_{der}})$$

$$I_e = 1041397823 \text{ mm}^4$$

Donde:

$I_{ec}$  = Momento de inercia efectivo al centro del claro

$I_{e_{izq}}$  = Momento de inercia efectivo al extremo izquierdo

$I_{e_{der}}$  = Momento de inercia efectivo al extremo derecho

#### (f) Cálculo de la deflexión instantánea ( $\Delta$ ):

Reemplazando los siguientes datos:

$L = 5800 \text{ mm}$

$E_c = 23500 \text{ Mpa}$

$I_e = 1041397823 \text{ mm}^4$

$M_c = M(+) = 75,644 \text{ KN}\cdot\text{m} = 75644000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$M_i = M(-)_{\text{izq}} = 101,44 \text{ KN}\cdot\text{m} = 101440000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$M_d = M(-)_{\text{derecho}} = 97,64 \text{ KN}\cdot\text{m} = 97640000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$$\Delta_i = \frac{5 * l^2}{48 * E_c * I_e} * \left[ M_c - \frac{1}{10} (M_i + M_d) \right]$$

$$\Delta_i = 7,980 \text{ mm}$$

#### (g) Cálculo de la deflexión diferida ( $\Delta_d$ ):

Las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor:

$$\lambda = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Donde:

$\lambda$  = factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga ( $t_i, t_f$ )

$\xi(t_i)$ : coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga.

$\xi(t_f)$ : coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga.

$\xi$  = Coeficiente que depende de la duración de la carga y que toma los valores indicados seguidamente:

|              |     |
|--------------|-----|
| 5 o más años | 2,0 |
| 1 año        | 1,4 |
| 6 meses      | 1,2 |
| 3 meses      | 1,0 |
| 1 mes        | 0,7 |
| 2 semanas    | 0,5 |

$\xi_{tf} = 2$  (T=5 años o más)

$\xi_{tti} = 1,4$

$\lambda = 2 - 1,4 = 0,60$

El valor de flecha instantánea de las cargas permanentes de larga duración es:

$$\Delta i' = 3,8632 \text{ mm}$$

La flecha diferida es:

$$\begin{aligned} \Delta d &= \lambda * \Delta i' = 0,6 * 3,8632 \text{ mm} \\ \Delta d &= 2,317 \text{ mm} \end{aligned}$$

**(h) Cálculo de flecha total ( $\Delta_t$ ):**

$$\begin{aligned} \Delta_t &= \Delta_i + \Delta_d = 7,980 \text{ mm} + 2,317 \text{ mm} \\ \Delta_t &= 10,297 \text{ mm} \end{aligned}$$

**(i) Verificación de flecha máxima:**

De acuerdo a la normativa APBN 1225001, en la tabla de deflexiones admisibles (véase tabla 61 en 4.4.6.1.5) para sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes, la deflexión máxima permitida es:

$$\begin{aligned} \Delta_{m\acute{a}x} &= L/480 \\ \Delta_{m\acute{a}x} &= \frac{L}{480} = \frac{5,8 * 1000}{480} = 12,083 \text{ mm} \end{aligned}$$

Se verifica el diseño si:

$$\begin{aligned} \Delta_t &\leq \Delta_{m\acute{a}x} \\ 10,297 \text{ mm} &\leq 12,083 \text{ mm} \quad (\text{Cumple}) \end{aligned}$$

#### **4.8.3. Nivel de seguridad y probabilidad de falla.**

En construcción diversas normativas, preconizan métodos de cálculo que involucran tanto factores de mayoración de carga, como factores de minoración de la resistencia, siendo el coeficiente de seguridad global un valor dependiente de los factores parciales de mayoración y minoración mencionados.

Usualmente se emplea el método de los estados límites para proyectar y justificar mediante cálculo una determinada edificación. Este método consiste en determinar posibles modos de fallo de un edificio, y fijar un valor probable (valor característico) de cierta magnitud que controla alguno de los posibles modos de fallo funcional o estructural.

El coeficiente de seguridad  $\gamma$  da una medida de la distancia que existe entre el estado límite de servicio y el estado límite correspondiente (rotura, deformación, etc).

##### **4.8.3.1. Según CBH-87.**

De acuerdo a lo expuesto en el capítulo 11.3 del libro de Hormigón Armado 14va Edición – Jiménez Montoya (Año 2000) se deduce que la forma de introducir la seguridad en el método de los estados límites viene representada por dos tipos de coeficientes: los de minoración  $\gamma_m$  de

las resistencias de los materiales ( $\gamma_s$  para el acero y  $\gamma_c$  para el hormigón) y los de mayoración de las acciones,  $\gamma_f$ .

Puede admitirse que el coeficiente de seguridad global viene medido por el producto de los dos mencionados:

- Para fallos debidos al acero (vigas en flexión simple):  $\gamma \approx \gamma_s * \gamma_f$
- Para fallos debidos al hormigón (soportes en compresión simple):  $\gamma \approx \gamma_c * \gamma_f$

(1) Para fallos debidos al acero (vigas en flexión simple):  $\gamma \approx \gamma_s * \gamma_f$

$$\gamma \approx \gamma_s * \gamma_f = 1,15 * 1,60 = 1,84$$

(2) Para fallos debidos al hormigón (soportes en compresión simple):  $\gamma \approx \gamma_c * \gamma_f$

$$\gamma \approx \gamma_c * \gamma_f = 1,50 * 1,60 = 2,40$$

Como ejemplo de cálculo se determinará el coeficiente de seguridad de la viga de H°A° más solicitada (tramo 2 – Pórtico Nº 4):

Mediante el cálculo de momentos últimos y momentos de cálculo se obtendrá el coeficiente de seguridad, y al ser un elemento sometido a flexión se debe comprobar tanto como para el momento flector y para el valor de cortante.

Los valores de cálculo se obtienen de los diagramas de esfuerzos de momento flector (véase figura 48 en 3.5.3.1) y cortante (véase 3.5.3.3):

$$\begin{aligned} M_d &= 121,37 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ V_d &= V_{d2} = 176,69 \text{ KN} \end{aligned}$$

El momento último  $M_u$  se obtiene con base en el valor obtenido del momento reducido de cálculo ( $\mu_\mu = 0,15578$ ) en el cálculo realizado en 3.5.3.1.1

$$\begin{aligned} M_u &= \mu_\mu * b * d^2 * f_{cd} = 0,15578 * 25 \text{ cm} * (45,5 \text{ cm})^2 * 166,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1343791,646 \text{ kg} * \text{cm} \\ M_u &= 134,379 \text{ KN} * \text{m} \end{aligned}$$

Las expresiones de cortante último se detallan en el cálculo realizado en 3.5.3.3.

$$V_{su} = \frac{A_s * 0,90 * d * f_{yd}}{S} = \frac{1,006 \text{ cm}^2 * 0,90 * 45,50 \text{ cm} * 4347,826 \text{ kg/cm}^2}{15 \text{ cm}}$$

$$V_{su} = 11940,782 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{cu} + V_{su} = 7342,538 \text{ kg} + 11940,782 \text{ kg} = 19283,32 \text{ Kg} = 192,833 \text{ KN}$$

Para conocer el coeficiente de seguridad es necesario obtener los valores característicos, que son los valores resultantes cuando no se tienen en cuenta las cargas de mayoración de los valores obtenidos:

$$\gamma = \frac{(CM * 1,60) + (Q * 1,60)}{CM + Q} = 1,60$$

Por tanto:

$$M_k = \frac{Md}{1,60} = \frac{121,37 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1,60} = 75,856 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_k = \frac{Vd}{1,60} = \frac{176,69 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1,60} = 110,431 \text{ KN}$$

El valor del coeficiente de seguridad que se tendrá en cuenta será el mínimo entre los dos tipos de sollicitación:

$$\gamma = \frac{Mu}{M_k} = \frac{134,379 \text{ KN} \cdot \text{m}}{75,856 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 1,77 \quad ; \quad \gamma = \frac{Vu}{V_k} = \frac{192,833 \text{ KN}}{110,431 \text{ KN}} = 1,75$$

Se seleccionará el coeficiente de seguridad menor:

$$\gamma = 1,75$$

#### 4.8.3.2. Según APNB 1225001.

(1) Cálculo del coeficiente de seguridad en viga más solicitada (tramo 2 – Pórtico №4):

Mediante el cálculo de momentos últimos y momentos de cálculo se obtendrá el coeficiente de seguridad, y al ser un elemento sometido a flexión se debe comprobar tanto el momento flector como el valor de cortante.

Los valores de cálculo se obtienen de los diagramas de esfuerzos de momento flector (véase figura 77 en 4.8.1.1.1) y cortante (véase figura 78 en 4.8.1.1.1):

$$Md = 129,180 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Vd = 145,084 \text{ KN}$$

Cabe mencionar que el valor de cortante crítico se produce a una distancia de  $x = a + d = 0,58$  cm del eje de la columna.

El momento último  $M_u$  se obtiene con base en los siguientes cálculos:

Cálculo de la fuerza de tracción del acero:

La armadura dispuesta en centro luz de la viga es de  $A_s (+) = 7,07 \text{ cm}^2$  (véase tabla 75 en 4.8.1.2.1).

$$F_s = \sigma_t \cdot f_y \cdot A_s = 0,90 \cdot 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 7,07 \text{ cm}^2 = 31815 \text{ kg}$$

Cálculo de la altura “y” del bloque de compresiones del hormigón:

$$N_c = 0,85 \cdot \sigma_t \cdot f_c' \cdot b \cdot y$$

Igualando la fuerza del hormigón con la fuerza de tracción del acero:

$$N_c = 31815 \text{ kg} = 0,85 \cdot 0,90 \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25 \text{ cm} \cdot y \rightarrow y = 6,65 \text{ cm}$$

Se calcula el momento último resistente  $M_u$ :

$$M_u = N_c \cdot Z = F_s \cdot \left( h - r - \frac{y}{2} \right) = 31815 \text{ kg} \cdot \left( 50 \text{ cm} - 4,5 \text{ cm} - \frac{6,65 \text{ cm}}{2} \right) = 1341797,625 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_u = 134,179 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Las expresiones de cortante último se detallan en el cálculo realizado en 3.5.3.3.

$$V_c = \emptyset * 0,53 * \sqrt{f_c'} * b_w * d = 0,75 * 0,53 * \sqrt{250 \frac{kg}{cm^2}} * 25 \text{ cm} * (50 - 4,5) \text{ cm} = 6672,603 \text{ kg}$$

$$V_{su} = \frac{A_s * \emptyset * d * f_y}{S} = \frac{1,006 \text{ cm}^2 * 0,75 * 45,50 \text{ cm} * 5000 \text{ kg/cm}^2}{15 \text{ cm}} = 11443,25 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{cu} + V_{su} = 6672,603 \text{ kg} + 11443,25 \text{ kg} = 18115,853 \text{ kg} = 181,158 \text{ KN}$$

Para conocer el coeficiente de seguridad es necesario obtener los valores característicos de las sollicitaciones (sin mayorar):

Por tanto, del programa se obtienen los siguientes valores:

$$M_k = 92,87 \text{ KN} * m$$

$$V_k = 125,40 \text{ KN}$$

El valor del coeficiente de seguridad que se tendrá en cuenta será el mínimo entre los dos tipos de sollicitación:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_k} = \frac{134,179 \text{ KN} * m}{92,87 \text{ KN} * m} = 1,45 \quad ; \quad \gamma = \frac{V_u}{V_k} = \frac{181,158 \text{ KN}}{125,40 \text{ KN}} = 1,45$$

El coeficiente de seguridad es:

$$\gamma = 1,45$$

Resumiendo, se tiene:

| Norma        | Coficiente de seguridad ( $\gamma$ ) |
|--------------|--------------------------------------|
| CBH-87       | 1,75                                 |
| APNB 1225001 | 1,45                                 |

#### 4.8.3.3. Comparación de niveles de seguridad y probabilidad de falla.

Como se observa en 4.8.3.1 y 4.8.3.2 si se varían los coeficientes ( $\gamma_m$ ) de disminución de resistencia y ( $\gamma_f$ ) de mayoración de acciones, se varía la probabilidad de que la estructura quede fuera de servicio. Con CBH-87 hay un aumento de  $\gamma_f$  que implica un dimensionamiento más holgado (mayores secciones de hormigón y acero) y, por consiguiente, mayor costo.

Por el contrario con APNB 1225001 se presenta una disminución de  $\gamma_f$  que conduce a estructuras más económicas.

La variación del nivel de seguridad entre ambas normativas, por ejemplo en elementos sometidos a flexión simple es de:

$$\% \text{ variación de nivel de seguridad} = \frac{1,75 - 1,45}{1,75} * 100 = 17,143 \%$$

Por tanto, CBH-87 permite un diseño más seguro en un 17,143 %.

En cuanto a las probabilidades de falla, esta es inversamente proporcional al nivel de seguridad propuesto en cada normativa, de acuerdo a los cálculos anteriores se observa que CBH-87 nos

da un nivel de seguridad mayor en el diseño de estructuras, y menor probabilidad de fallo (menor probabilidad que la estructura alcance un estado límite), dentro del plazo previsto para su vida útil.

Por el contrario APNB 1225001 nos da un nivel de seguridad menor y con mayor probabilidad de falla respecto de CBH-87.

#### 4.9. COMPARACIÓN ECONÓMICA.

Los materiales de construcción tienen una relación directa con la ejecución física de la obra y una diferencia de precio mínima podrá incidir significativamente en la viabilidad de proyectos grandes. De igual forma la mano de obra es un costo directo y de gran incidencia en la construcción de obras.

En la siguiente tabla se presenta la cantidad de material de acero y hormigón calculado con base en ambas normativas para la construcción del bloque principal del centro de salud.

Tabla 82. Cantidad de materiales (Hormigón y acero)

| Normativa       | Materiales    |                |                               |                |
|-----------------|---------------|----------------|-------------------------------|----------------|
|                 | Acero<br>(kg) | %<br>variación | Hormigón<br>(m <sup>3</sup> ) | %<br>variación |
| CBH-87          | 10.035,72     | 7,705          | 162,80                        | 0              |
| APNB<br>1225001 | 9.262,50      |                | 162,80                        |                |

Fuente: Elaboración Propia

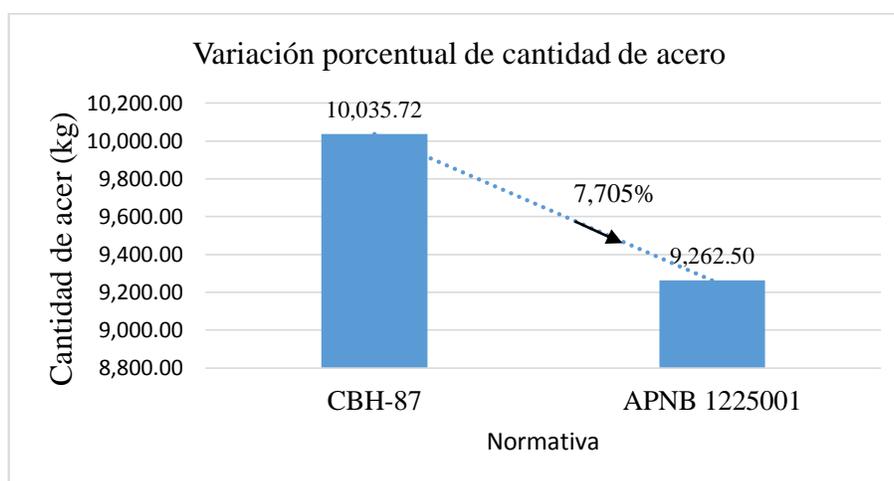


Figura 84. Variación porcentual de cantidad de acero de acuerdo con ambas normativas  
Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros a analizar son el costo de los materiales más incidentes en el presupuesto de una obra y la mano de obra, los cuales se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 83. Resumen de costos de materiales (Hormigón y acero)

| Normativa    | Material | Unidad         | Cantidad  | Precio Unitario | Sub total(Bs) | Precio Total (Bs) | % variación |
|--------------|----------|----------------|-----------|-----------------|---------------|-------------------|-------------|
| CBH – 87     | Acero    | kg             | 10.035,72 | 6,615           | 66.386,29     | <b>156.565,77</b> | 3,27        |
|              | Hormigón | m <sup>3</sup> | 162,8     | 553,928         | 90.179,48     |                   |             |
| APNB 1225001 | Acero    | kg             | 9.262,50  | 6,615           | 61.271,44     | <b>151.450,92</b> |             |
|              | Hormigón | m <sup>3</sup> | 162,8     | 553,928         | 90.179,48     |                   |             |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 84. Mano de obra de los elementos estructurales

| Elemento estructural | Unidad         | Subtotal mano de obra (Bs/Cantidad) | Cantidad |              |             | Total mano de Obra |
|----------------------|----------------|-------------------------------------|----------|--------------|-------------|--------------------|
|                      |                |                                     | CBH-87   | APNB 1225001 | % variación |                    |
| Losa                 | m <sup>2</sup> | 140,82                              | 473,83   | 473,83       | 0           | 49.666,860         |
| Vigas                | m <sup>3</sup> | 1079                                | 70,56    | 70,56        | 0           | 76.134,24          |
| Columnas             | m <sup>3</sup> | 963                                 | 25,13    | 25,13        | 0           | 24.200,19          |
| Zapatas              | m <sup>3</sup> | 926                                 | 22,37    | 22,37        | 0           | 20.714,62          |
| Escalera             | m <sup>3</sup> | 1049                                | 2,1      | 2,1          | 0           | 2.202,90           |
| Total (Bs)=          |                |                                     |          |              |             | 172.918,81         |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 85. Resumen de costo de material y mano de obra

| Normativa    |              | Costo (Bs) | Costo Total (Bs) | % variación |
|--------------|--------------|------------|------------------|-------------|
| CBH – 87     | Material     | 156.565,77 | 329.484,58       | 1,55        |
|              | Mano de Obra | 172.918,81 |                  |             |
| APNB 1225001 | Material     | 151.450,92 | 324.369,73       |             |
|              | Mano de Obra | 172.918,81 |                  |             |

Fuente: Elaboración Propia

En las siguientes figuras, se muestran los resultados de costo de materiales, mano de obra y la variación porcentual con base en ambas normativas.

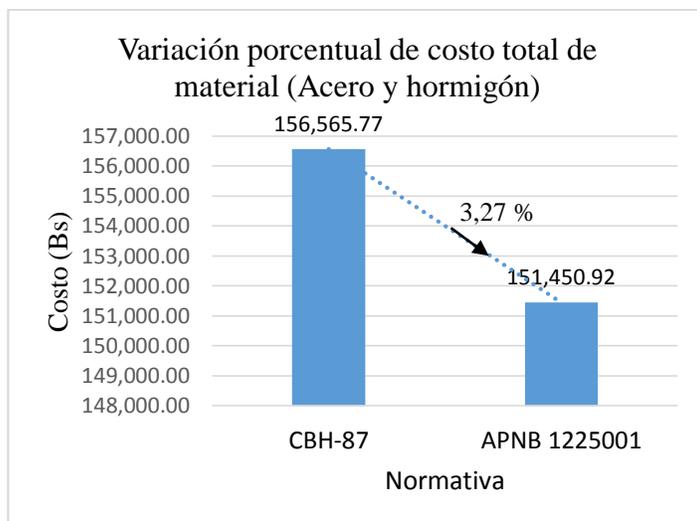


Figura 85. Variación porcentual de costo total de material (Acero y hormigón)  
Fuente: Elaboración Propia

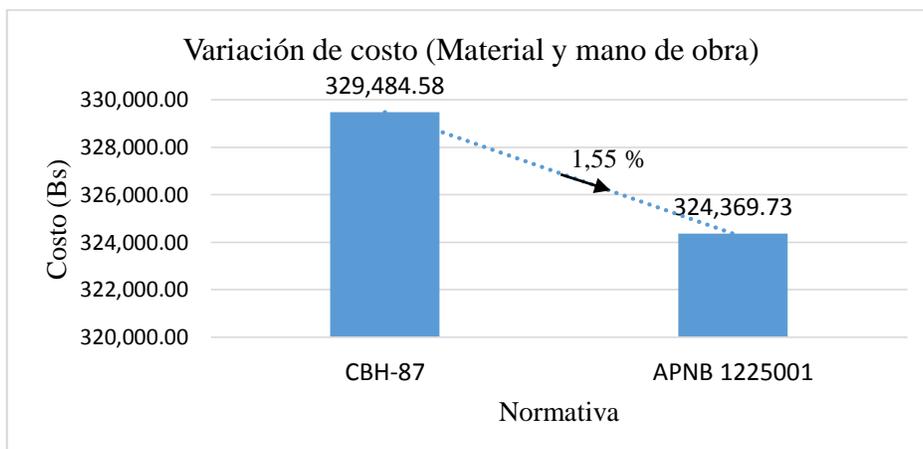


Figura 86. Variación de costo (Material y mano de obra)  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.10. DIFERENCIAS Y SIMILITUDES ENTRE CBH-87 Y APNB 1225001.

En las siguientes tablas se describen algunas diferencias y similitudes entre ambas normativas en el diseño de elementos estructurales presentados en el proyecto.

Tabla 86. Diferencias entre CBH-87 y APNB 1225001

| DIFERENCIAS   |   |  |
|---|---|--|
| Tipo  | CBH-87  | APNB 1225001   |
| Diferencias referidas al diseño   | <b>Normativas en las que se basan:</b>  |  |
|   | -Se basa en la normativa española.  | - Se basa en las disposiciones del código ACI 3180S - 05, (American Concrete Institute)  |
|   | <b>Normativa de cargas:</b>   |  |
|   | - NBE-AE/88." Acciones en la edificación". (véase 2.1.3)  | - Norma de Acciones ASCE/SEI 7-10 (Véase 4.4.3)  |
|   | <b>Mayoración de cargas:</b>  |  |
|   | - Utiliza coeficientes de ponderación para las acciones de acuerdo a un nivel de control de ejecución normal, éste factor de seguridad no refleja las diferencias de niveles de las incertidumbres asociadas con las diferentes combinaciones de carga. | - Presenta 7 combinaciones de carga de acuerdo a lo establecido en ASCE/SEI 7-10, que refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga.   |
|   | <b>Minoración de resistencias:</b>  |  |
|   | -Utiliza coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites y están en función del material (acero y hormigón), según el nivel de control adoptado y los daños previsibles (véase.2.3.1.3).   | - Minora la resistencia en función del tipo de esfuerzo estudiado (compresión, tracción, cortante, etc.), véase 4.4.3)   |
|   | <b>Módulo de elasticidad de las armaduras:</b>  |  |
|   | Es = 2,1x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup> .  | Es = 2,0x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup> .   |
| <b>Módulo de elasticidad del hormigón (Ec):</b>   |   |  |
| $Ec = 6600 * \sqrt{fck} \text{ (Mpa)}$<br>Se obtienen valores de Ec mayores                   | $Ec = 4700 * \sqrt{fck} \text{ (Mpa)}$<br>Se obtienen valores de Ec menores   |  |
| Diferencias referidas al diseño de elementos estructurales                                    | <b>Diseño de vigas de H°A°</b>  |  |
|   | <b>- Armadura mínima a flexión:</b>   |  |
|   | $As_{mín} = \frac{0,04 * fcd}{fyd} * bw * d$<br>Se obtienen valores de As mín menores.  | $As_{mín} = \frac{1,4}{fy} * bw * d$<br>Se obtienen valores de As mín mayores.   |
|   | <b>- Cálculo de armadura transversal: Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón</b>   |  |
|   | $Vcu = fcv * bw * d ; fcv = 0,5 * \sqrt{fcd}$<br><br>Se obtienen valores mayores de resistencia a cortante del H°, por tanto, se requiere secciones con menos armadura resistente a cortante.   | $Vc = 0,53 * \lambda * \sqrt{fc'} * bw * d$<br>$\lambda \begin{cases} 1, \text{ para hormigón normal} \\ 0,85, \text{ para hormigón liviano con arena de peso normal} \\ 0,75, \text{ para hormigón liviano en todos sus componentes} \end{cases}$<br>$\emptyset Vc = 0,75 * 0,53 * \lambda * \sqrt{fc'} * bw * d$<br>Se obtienen valores menores de resistencia a cortante del H°, por tanto, se requiere secciones con mayor armadura resistente a cortante. |
|   | <b>Diseño de columnas de H°A°</b>   |  |
|   | <b>- Clasificación de columnas de acuerdo con su esbeltez mecánica:</b>   |  |
| $\lambda < 35 \rightarrow$ Columna corta<br>La clasificación depende de la esbeltez mecánica. | $\lambda = \frac{k * lu}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 4 \rightarrow$ Columna corta<br>La clasificación debe cumplir dos verificaciones, una en función de los momentos solicitantes.   |  |

|  |  |
|--|--|
| <p><math>35 \leq \lambda \leq 100 \rightarrow</math> Columna larga<br/>El valor límite mínimo de esbeltez mecánica <math>\lambda</math> para que sea considerada como “larga” es de 35, por tanto permite que columnas con menor longitud sean consideradas largas.</p>  | <p><math>40 \leq \lambda \leq 100 \rightarrow</math> Columna larga<br/>El valor límite mínimo de esbeltez mecánica <math>\lambda</math> para que sea considerada como “larga” es de 40, por tanto permite que columnas con mayor longitud sean consideradas largas.</p>  |
| <p>- Armadura transversal mínima:</p>  |  |
| <p><math>A_{s\ min} = 0,02 * bw * S * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}</math><br/>Se obtienen valores mayores de <math>A_s</math> min a cortante.</p>   | <p><math>Av_{\min} \geq \frac{\sqrt{f_{c'}}}{5} * \frac{bw * s}{f_{yt}}</math><br/><i>Pero</i> <math>Av_{\min} \geq 3,5 * \frac{bw * s}{f_{yt}}</math><br/>Se obtienen menores valores de <math>A_s</math> min a cortante.</p>   |
| <p><b>Diseño de zapatas de <math>H^\circ A^\circ</math></b></p>  |  |
| <p><b>- Sección crítica en zapatas para determinar el momento de cálculo :</b></p>   |  |
| <p>Se define la sección de referencia <math>S_1</math>, situada a una distancia “0,15 a”, hacia el interior del soporte, siendo “a” la dimensión de dicho soporte.</p>   | <p>En la cara de la columna, pedestal o muro.</p>  |
| <p><b>- Cálculo del canto útil d :</b></p>   |  |
| <p>Se calcula con base en dos verificaciones:</p>  | <p>Se calcula con base en dos verificaciones:</p>  |
| <p><b>(1) Verificación por punzonamiento</b></p>   | <p><b>(1) Verificación a cortante por punzonamiento</b></p>  |
| <p><math>f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} ; k = \frac{4 * f_{vd}}{y_f * \sigma_{adm}}</math><br/><math>d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}}</math><br/>Con éstas expresiones se obtienen valores de canto útil mayores, por tanto menos cantidad de armadura requerida.</p>       | <p><math>V_c \text{ el menor de } \leq \begin{cases} 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f_{c'}} \\ 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f_{c'}} \\ 1,06 \sqrt{f_{c'}} \end{cases}</math><br/><math>V_c = v_u = \frac{qu (AB - A_o)}{\phi * b_o * d} = \frac{qu (A * B - (a + d)(b + d))}{\phi * 2 * (a + b + 2d) * d}</math><br/>Con éstas expresiones se obtienen valores de canto útil menores, por tanto mayor cantidad de armadura requerido.</p> |
| <p><b>(2) Verificación por cortante</b></p>  | <p><b>(2) Verificación a cortante por flexión</b></p>  |
| <p>Por corte en dirección a <math>\rightarrow d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k}</math><br/>Por corte en dirección b <math>\rightarrow d_3 = \frac{2(b - b_o)}{4 + k}</math><br/>Con éstas expresiones se obtienen valores de canto útil mayores, por tanto, menos cantidad de armadura requerida.</p>                     | <p><math>V_c = 0,53 * \sqrt{f_{c'}} * bw * d</math><br/><math>v_u = \frac{V_x}{\phi * a * d} = \frac{q_x * (n - d)}{\phi * a * d} = \frac{(qu * a) * \left(\frac{b - b_o}{2} - d\right)}{\phi * a * d}</math><br/>Con éstas expresiones se obtienen valores de canto útil menores, por tanto, mayor cantidad de armadura requerida.</p>  |
| <p><b>Recubrimientos mínimos para hormigón armado colocado en obra:</b></p>  |  |
| <p>Proporciona un recubrimiento de acuerdo a tablas en función de las condiciones ambientales (véase Tabla 15 y 16 en 2.3.2.5)</p>   | <p>Proporciona un recubrimiento de acuerdo a tablas en función de la condición del hormigón. (véase Tabla 57 en 4.4.5.4)</p>   |
| <p><b>Diseño de vigas de <math>H^\circ A^\circ</math></b></p>  |  |
| <p><b>- Armadura longitudinal: Separación de barras longitudinales</b></p>   |  |
| <p><math>S_{h\ min} \geq \begin{cases} \geq 2\ cm \\ \geq \phi_{max\ barra\ long.} \\ \geq \phi_{max\ agregado\ grueso} \end{cases}</math><br/><math>S_v \geq \begin{cases} 2\ cm \\ \phi_{max\ barra\ long.} \end{cases}</math><br/>Proporciona menor separación mínima en la colocación de barras longitudinales</p> | <p><math>S_{t\ min} \begin{cases} \geq d_b \\ \geq 25\ mm \\ \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}</math><br/><math>S_p \geq 2,50\ cm</math><br/>Proporciona mayor separación mínima en la colocación de barras longitudinales</p>  |
| <p><b>Diseño de columnas de <math>H^\circ A^\circ</math></b></p>   |  |

Diferencias referidas a las armaduras

|   |  |
|---|--|
| <b>- Armadura transversal : Separación máxima de estribos</b>   |  |
| $S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 12 \varnothing_{\text{míntong.}} \\ \text{menor dimensión del núcleo de la sección} \end{cases}$ <p>Se obtiene una mayor separación mínima en la colocación de estribos</p>                          | $S_{m\acute{a}x} \begin{cases} \leq 12d_b \\ \leq 36 b_e \\ \leq \text{dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$ <p>Se obtiene una menor separación mínima en la colocación de estribos.</p>                                  |
| <b>- Armadura longitudinal: Separación de barras longitudinales</b>   |  |
| $Sh_{m\acute{í}n} \geq \begin{cases} \geq 2 \text{ cm} \\ \geq \varnothing_{\text{máx barra long.}} \\ \geq \varnothing_{\text{máx agregado grueso}} \end{cases}$ <p>Se obtiene una menor separación mínima en la colocación de barras longitudinales</p> | $S_{t\text{mí}n} \begin{cases} \geq 1,5 d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$ <p>Se obtiene una mayor separación mínima en la colocación de barras longitudinales</p> |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 87. Similitudes entre CBH-87 y APNB 1225001

| <b>SIMILITUDES</b>   |   |                                   |
|--|---|-----------------------------------|
|  | <b>CBH-87</b>   | <b>APNB 1225001</b>               |
| <b>Similitudes referidas al diseño</b>   | <b>Método de diseño:</b>  |                                   |
|  | Método de estados límites: Se mayoran las acciones y se minoran las resistencias.   |                                   |
|  | <b>Diseño de vigas de H°A°</b>  |                                   |
|  | <b>- Diseño a cortante:</b>   |                                   |
|  | En el diseño asumen el modelo de celosía y con ello el fallo a cortante puede producirse de dos formas: por el compresión oblicua del hormigón y por tracción en los montantes de la celosía. |                                   |
|  | - El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma vale:   |                                   |
|  | $V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$  | $V_u = V_{su} + V_c$              |
| -Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante en el estado límite último:       |   |                                   |
| $A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{(V_{u2} - V_{cu}) * S}{0,90 * d * f_{yd}}$                           | $A_s = \frac{V_{su} * S}{d * f_{yd}} = \frac{(V_u - \varnothing V_c) * S}{\varnothing * d * f_{yd}}$  |                                   |
| <b>Similitudes referidas a las armaduras</b>   | <b>Diseño de columnas de H°A°</b>   |                                   |
|  | <b>- Secciones mínimas:</b>   |                                   |
|  | Columnas cuadradas : b <sub>mín</sub> =25 cm  |                                   |
|  | Columnas rectangulares : b min lado menor=20 cm   |                                   |
|  | <b>- Armadura longitudinal: Diámetro mínimo:</b>  |                                   |
|  | $\varnothing_{m\acute{í}n} = 12 \text{ mm}$   | $d_{b\text{mí}n} = 12 \text{ mm}$ |
|  | <b>- Armadura longitudinal: Número de barras mínimo:</b>  |                                   |
| Columnas rectangulares o cuadradas : 4 barras en cada esquina  |   |                                   |
| Columnas circulares: 6 barras perimetrales.  |   |                                   |
| <b>- Armadura transversal : Diámetro mínimo estribos</b>   |   |                                   |
| $\varnothing_{m\acute{í}n} \begin{cases} \geq 6 \text{ mm} \\ \geq \frac{\varnothing_{\text{máx. long}}}{4} \end{cases}$ | $d_{be} \begin{cases} \geq 6 \text{ mm} \\ \geq 0,25 d_b \end{cases}$   |                                   |

Fuente: Elaboración Propia

## CAPÍTULO IV

### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

#### 5.1. CONCLUSIONES.

Las conclusiones obtenidas con base en el desarrollo del presente proyecto, son las indicadas a continuación:

- El diseño de la estructura con ayuda del software SAP 2000 (versión 20), proporcionó valores de tensiones en vigas y columnas menores entre 1,15 % y 1,59 % con relación a las tensiones obtenidos con el software Cypecad (versión 2014), por lo que, se aceptan las tensiones consideradas en el diseño estructural. Asimismo el diseño propuesto está del lado de la seguridad debido a la utilización de tensiones mayores obtenidos con Cypecad (versión 2014).
- En cuanto a las tensiones internas obtenidas, se observó que bajo la acción de las cargas actuantes, los pórticos más cargados son los que se ubican en la dirección longitudinal del edificio (dirección X, perpendicular a la fachada). Esto se debe a la disposición de las viguetas, las cuales se apoyan directamente sobre las vigas que están ubicadas a lo largo del eje X. Así mismo se observa que las vigas en donde se apoyan las viguetas tienen mayor sección y mayor armadura que las vigas perpendiculares a éstas. Los pórticos situados en dirección transversal (dirección Y, paralela a la fachada), presentan tensiones internas menores debido a que soportan menos carga.
- Se verificó que la clasificación del suelo de fundación del lugar de emplazamiento del proyecto, con base en el estudio de suelos proporcionado por la entidad responsable del proyecto, es correcta en los dos pozos de exploración. Así mismo en cuanto a la capacidad portante del suelo, en el pozo 1 se verifica el valor de  $(\sigma_n)$  dado en el estudio geotécnico, mientras que en el pozo 2 no verifica el valor de  $\sigma_n$  proporcionado, por lo que se considera con mayor fiabilidad los resultados del pozo 1.
- Se realizó la comprobación de los resultados de diseño en los elementos más críticos de la estructura (véase Cap. III), por lo que se aceptan los resultados obtenidos con el software utilizado.
- Se elaboró las especificaciones técnicas, cronograma de ejecución y se obtuvieron con ayuda del software los planos estructurales de la obra gruesa del proyecto.
- Se elaboró el presupuesto únicamente de la obra gruesa del bloque principal del centro de salud, cuyo costo es de 1.433.860,23 Bs.

- Del cronograma de ejecución del proyecto se estima que la duración de las actividades que componen la obra gruesa del proyecto es de aproximada es de 238 días.

En cuanto a las conclusiones referidas al aporte académico desarrollado en el capítulo IV, se refiere lo siguiente:

- Respecto a los métodos de diseño de elementos estructurales ambas normativas se basan en el método de los estados límites: Se mayoran las acciones y se minoran las resistencias, donde la resistencia de diseño  $\phi S_n$  de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida  $U$ , calculada a partir de las cargas mayoradas. La minoración de resistencias con base en CBH-87 está en función del material (acero y hormigón), según el nivel de control adoptado y daños previsibles, mientras que APNB 1225001 minorra la resistencia en función del tipo de esfuerzo estudiado (compresión, tracción, cortante, etc.).
- Se debe hacer hincapié en el análisis de mayoración de cargas de ambas normativas: APNB 1225001 permite ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga, es decir, el margen de seguridad proporcionado en el diseño puede ser más realista y refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga, por ejemplo, se usa un factor de carga menor para las cargas muertas (1,2) que para las cargas vivas (1,6), lo cual refleja una incertidumbre mayor en las cargas vivas, mientras que CBH-87 utiliza un coeficiente de ponderación para las acciones de  $\gamma_f=1,60$  (para un nivel de control de ejecución normal), éste factor de seguridad no refleja las diferencias de niveles de las incertidumbres asociadas con las diferentes combinaciones de carga, debido a que se utiliza el mismo factor de mayoración para cargas muertas y vivas. Por lo expuesto anteriormente se explica por qué se obtuvieron solicitaciones mayores con base en CBH-87, y consecuentemente armados mayores en los elementos estructurales respecto de APNB 1225001.
- El armado de elementos estructurales está en función de las tensiones solicitantes, que son resultado del proceso de mayoración de cargas, y dependen de la norma a utilizar, en conclusión se obtienen solicitaciones menores si el diseño se rige en base a APNB 1225001, que presenta 7 combinaciones de carga basadas en la Norma de Acciones ASCE/SEI 7-10, a diferencia de la Norma CBH – 87 que utiliza un coeficiente de mayoración de cargas y no cuenta con una normativa de cargas propia, por lo que se consideró valores de carga establecidos en la Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88. Acciones en la edificación".

- De acuerdo a la comparación técnica, se concluye que se obtienen resultados de tensiones y armados menores en los elementos estructurales si el diseño se realiza con base en APNB 12225001, en las siguientes comparaciones se puede evidenciar lo dicho:
- En el diseño de vigas de H°A° se obtienen envolventes de momento flector menores entre 18 % y 32% y esfuerzos cortantes menores en un rango de porcentaje de 13,71% y 22,98% utilizando APNB 1225001.
  - En el diseño de columnas de H°A° se obtienen tensiones axiales menores en un porcentaje que varía entre 16,61 % y 19,80 % con APNB 1225001.
  - En cuanto a la variación de momentos respecto del eje X en columnas, se presentan variaciones porcentuales entre 4,38% y 8,43%. Así mismo los momentos respecto del eje Y varían entre 20,13% y 23,43%. Asimismo se obtiene una variación porcentual de tensiones cortantes en eje X y Y de (3,44 % - 6,38%) y (19,08 % - 21,67%), respectivamente.
  - En el diseño de zapatas de H°A°, se obtienen tensiones axiales menores con APNB 1225001 en un 17%.
  - En cuanto a la variación de momentos respecto del eje X en zapatas se presenta una variación porcentual de 20%. Así mismo los momentos respecto del eje Y varían entre 39 % y 47,94 %.
  - En el diseño de vigas se obtienen armados longitudinales (que resisten momentos negativos) menores en un 33%, utilizando APNB 1225001. A su vez se obtienen armados longitudinales (que resisten momentos positivos) menores en un 0,73 %.
  - En columnas, no hay variación en la disposición de armaduras longitudinales y transversales.
  - En los elementos de cimentación, se presentan variaciones en el armado dispuesto y armaduras requeridas a flexión en un porcentaje de 17 %, obteniéndose armados menores con APNB 1225001.
  - En cuanto a las deflexiones instantáneas calculadas en el pórtico más solicitado (Pórtico N°4) se obtuvo una variación de resultados entre 28,57% y 30% obteniéndose resultados mayores con APNB 1225001, debido a la diferencia en las expresiones que ambas normativas utilizan para determinar el módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ). APNB 1225001 utiliza una expresión que proporciona valores del módulo de elasticidad del hormigón menores, por tanto, las deflexiones obtenidas son mayores respecto de las obtenidas con CBH-87.

En cuanto a la comparación económica, se concluye lo siguiente:

- Se obtienen costos menores de material si el diseño de elementos se realiza con base en APNB 12225001, obteniéndose un costo de 151.450,92 Bs en materiales como hormigón y acero, mientras que con CBH- 87 se obtuvo un costo de 156.565,77 Bs, la diferencia porcentual es de 3,27 %, debido a que se requiere menor cantidad de armadura en el diseño de elementos estructurales, es decir se obtiene un diseño estructural más económico en un 3,27 % si el diseño se rige con base en APNB 1225001.
- En cuanto al costo de la mano de obra no hay variación alguna, utilizando ambas normas.
- En cuanto a cantidades de acero si se utiliza APNB 12225001 en el diseño estructural se requiere un 7,705 % menos de acero en la construcción de la obra.
- En función de los resultados obtenidos de tensiones, áreas necesarias de refuerzo y costos en el diseño estructural de elementos de H°A°, APNB 1225001 no vigente actualmente en Bolivia, permite un diseño más óptimo y económico del Centro de Salud Colonia Barredero.
- En función a la comparación de niveles de seguridad y probabilidad de falla de la estructura se concluye lo siguiente: si se varían los coeficientes ( $\gamma_m$ ) de disminución de resistencia y ( $\gamma_f$ ) de mayoración de acciones, se varía la probabilidad de que la estructura quede fuera de servicio. Así, por ejemplo, un aumento de  $\gamma_f$  implicará mayores secciones de hormigón y acero y, por consiguiente, mayor costo; a la vez y correlativamente, menor probabilidad de fallo. Por el contrario, una disminución de  $\gamma_f$  conduce a estructuras más afinadas, más económicas, pero con mayor probabilidad de fallo (probabilidad que la estructura alcance un estado límite), dentro del plazo previsto para su vida útil.  
Plasmando las diferencias en cifras se tiene que CBH-87 nos da un nivel de seguridad mayor en el diseño del centro de salud de 17,143 % respecto del diseño obtenido con APNB 1225001.
- El CBH-87 no utiliza métodos simplificados en el cálculo de secciones, la afirmación dada en la primera versión del trabajo es totalmente errónea, lo que se quería expresar realmente es que CBH-87 permite un cálculo práctico de secciones rectangulares a través de la utilización de la tabla universal de cálculo (véase tabla 19 en 2.3.3.1) que simplifica notablemente, la resolución de los problemas más comunes en el dimensionamiento de elementos.
- Cabe recalcar que las disposiciones de APNB 1225001, se basan en el código ACI 3180S - 05, (American Concrete Institute), y CBH-87 se basa en la Norma Española (EHE-1998).

## 5.2. RECOMENDACIONES.

- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- No realizar modificaciones en cuanto a ambientes ya que algunas zonas están proyectadas específicamente para la función que ha de cumplir.
- Conocer el método constructivo de los materiales ayudará a comprender el análisis y el comportamiento del elemento analizado.
- Realizar más pozos de inspección en el lugar de emplazamiento de la obra, para obtener con mayor certeza las características físicas y mecánicas del suelo debido a que según el estudio geotécnico realizado, en el lugar de emplazamiento del centro de salud hay dos tipos de suelo cuyas características son diferentes.
- Si los estudios necesarios para realizar el diseño estructural no fueron realizados por el ingeniero calculista, se recomienda comprobar los datos proporcionados por la entidad promotora.
- Los programas de diseño estructural son herramientas prácticas y de gran ayuda para los ingenieros estructuristas, por éste motivo es necesario tener el conocimiento adecuado en análisis estructural para poder ingresar los datos correctos en el software e interpretar los resultados obtenidos, la idealización de la estructura debe acercarse lo mejor posible a la realidad. La introducción correcta de datos debe ser justificada y analizada correctamente para evitar errores de diseño, por lo que se recomienda no asumir valores de carga sin una justificación adecuada.
- Se recomienda comprobar las tensiones consideradas en el diseño de elementos estructurales utilizando diferentes software de diseño de estructuras.
- La disposición de armaduras del diseño estructural inicial proporcionado por el software utilizado, debe ser revisada y corregida en caso que el programa disponga armadura en demasía en los distintos elementos estructurales, de igual manera se debe verificar que los espaciamientos de armado sean valores que son utilizados en la construcción. Así mismo se debe uniformizar secciones de vigas pertenecientes al mismo pórtico, para mejorar y optimizar el proceso de encofrado de ellas. De igual manera, se recomienda uniformizar las secciones de zapatas de dimensiones parecidas.

- En el diseño de elementos estructurales donde se haga uso de elementos pre-fabricados, se debe tomar en cuenta las dimensiones y características de materiales ofrecidos por las empresas que producen dichos elementos en el medio, en este caso, se hace referencia a materiales como viguetas pretensadas y perfiles metálicos.
- Para el mejoramiento del proyecto se debe realizar el diseño de instalación eléctrica, instalación de agua potable, instalación sanitaria y pluvial con base en los planos arquitectónicos.
- La edificación del presente proyecto está conformada por elementos de hormigón armado, por lo que es muy importante asegurar un control técnico calificado y permanente durante el desarrollo de la obra, para lograr obtener la resistencia característica del hormigón especificada en los cálculos y planos estructurales.
- La elaboración del Pliego de Especificaciones Técnicas de las actividades que componen el proyecto, debe ser lo más detallado posible, para no generar errores en el proceso de ejecución de las mismas.
- Es importante que el ingeniero encargado de realizar el proyecto estructural, tenga conocimiento de las nuevas disposiciones que surgen en los reglamentos de construcción o códigos de diseño, debido a que éstos sufren cambios que muchas veces mejoran y simplifican el diseño de los elementos estructurales.
- Es de fundamental importancia tomar en cuenta las características climáticas del medio en que se desarrollará la obra, el tipo de exposición de los elementos, etc. a fin de adoptar un recubrimiento adecuado en los elementos de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.