

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA IES  
AGROPECUARIA N° 125 DE CHUPA, DISTRITO DE CHUPA-  
AZÁNGARO-PUNO”**

**TESIS**

PRESENTADO POR:

**MARLENE CARCAUSTO LAURA**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO – PERU**

**2018**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA IES  
AGROPECUARIA N° 125 DE CHUPA, DISTRITO DE CHUPA-  
AZÁNGARO-PUNO”

TESIS PRESENTADO POR:

MARLENE CARCAUSTO LAURA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 09.04.2018

APROBADO POR:

PRESIDENTE:



---

ING. NESTOR L. SUCA SUCA

PRIMER MIEMBRO:



---

ING. WALTER H. LIPA CONDORI

SEGUNDO MIEMBRO:



---

ING. GINO F. LAQUE CORDOVA

DIRECTOR:



---

ING. JAIME MEDINA LEIVA



Tema: Simulación y diseño estructural de edificios.  
Área: Estructuras.  
Línea de Investigación: Análisis y Diseño Estructural.

## DEDICATORIA

*Hoy puedo decir que he ganado la competencia y esa victoria se la debo a grandes personas que con verdaderos principios cimentaron las bases de este triunfo.*

*Dedico el presente trabajo con especial cariño a mis padres, Valentín y Alejandra, gracias a ellos, a su espíritu de entrega, de sacrificio y de coraje permanente por ver el sueño de su hija realizado. Gracias al apoyo constante de mis hermanos Pedro, Margarita, Angélica, Frank y Nimecia.*

*A cada uno de mis maestros por sus enseñanzas y consejos, a mis amigos por los momentos que hemos compartido en esta etapa de mi vida y demás personas que fueron un apoyo constante durante el estudio de mi carrera.*

*A mis hijos, ellos son mi inspiración y fortaleza para realizar todas mis metas.*

## AGRADECIMIENTOS

*A Dios por todo lo que somos y seremos.*

*A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por compartir sus enseñanzas, conocimientos y experiencia durante nuestra formación académica; así como a las autoridades y personal administrativo.*

*A la Universidad Nacional del altiplano por permitirme ser parte de una generación de triunfadores y gente productiva para el país.*

*Especial agradecimiento al Ing. Miguel Ángel Apaza Choquemamani, por su desinteresado apoyo académico e intelectual, en calidad de asesor del presente trabajo de Tesis.*

*A mis familiares, amigos y compañeros de estudios, por los grandes triunfos, las buenas amanecidas, por los tropiezos y caídas, pero que siempre supimos salir adelante durante esos años llenos de esfuerzo y dedicación.*

## INDICE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>INDICE.....</b>   | <b>5</b>  |
| <b>INDICE DE TABLAS .....</b>  | <b>9</b>  |
| <b>INDICE DE FIGURAS.....</b>  | <b>10</b> |
| <b>INTRODUCCION .....</b>  | <b>14</b> |
| <b>CAPITULO I.....</b>   | <b>15</b> |
| <b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....</b>                                     | <b>15</b> |
| 1.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO .....   | 15        |
| 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....  | 17        |
| 1.2.1. IDENTIFICACION DEL PROBLEMA.....  | 17        |
| 1.2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....  | 19        |
| 1.2.3. LIMITACIONES DEL PROYECTO .....   | 19        |
| 1.3. JUSTIFICACIÓN.....  | 19        |
| 1.4. OBJETIVOS .....   | 19        |
| 1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....   | 19        |
| 1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....   | 20        |
| <b>CAPITULO II.....</b>  | <b>21</b> |
| <b>MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL.....</b>   | <b>21</b> |
| 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....  | 21        |
| 2.2. NORMAS LEGALES .....  | 21        |
| 2.2.1. CONCEPTO Y NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y<br>ALBAÑILERIA CONFINADA..... | 21        |
| 2.2.2. RESUMEN Y COMENTARIOS DE LA NORMA E-070 .....   | 22        |
| 2.2.3. RESUMEN DE LA NORMA E.020.....  | 27        |
| 2.2.4. RESUMEN DE LA NORMA E.060.....  | 31        |
| 2.2.5. RESUMEN DE LA NORMA E.030.....  | 59        |
| 2.3. MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL .....  | 77        |
| 2.3.1. CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN .....   | 77        |
| 2.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA .....  | 83        |
| 2.3.3. METRADOS DE CARGAS.....   | 91        |

|  |  |            |
|--|--|------------|
| 2.3.4.   | ANALISIS SISMICO .....                               | 94         |
| 2.3.5.   | DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS .....                        | 101        |
| 2.3.6.   | DISEÑO DE COLUMNAS .....                             | 111        |
| 2.3.7.   | DISEÑO DE LA CIMENTACION .....                       | 115        |
| 2.3.8.   | DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA .....       | 120        |
| <b>CAPITULO III.....</b>                         |  | <b>128</b> |
| <b>ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b> |  | <b>128</b> |
| 3.1.   | ESTRUCTURACION .....                                 | 128        |
| 3.1.1.   | TECHOS .....   | 129        |
| 3.1.2.   | VIGAS .....  | 129        |
| 3.1.3.   | COLUMNAS .....                                       | 130        |
| 3.1.4.   | ESCALERA .....                                       | 130        |
| 3.2.   | PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... | 133        |
| 3.2.1.   | PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS .....        | 133        |
| 3.2.2.   | PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS .....                   | 134        |
| 3.2.3.   | PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS .....                | 136        |
| <b>CAPITULO IV .....</b>                         |  | <b>139</b> |
| <b>METRADO DE CARGAS.....</b>                    |  | <b>139</b> |
| 4.1.   | GENERALIDADES .....                                  | 139        |
| 4.2.   | METRADO DE CARGAS DE LOS ALIGERADOS .....            | 140        |
| 4.3.   | METRADO DE CARGAS EN VIGAS .....                     | 144        |
| 4.3.1.   | VIGAS PRINCIPALES DE PRIMER, SEGUNDO PISO .....      | 144        |
| 4.3.2.   | VIGAS SECUNDARIAS DE PRIMER Y SEGUNDO PISO .....     | 146        |
| 4.4.   | METRADO DE COLUMNAS .....                            | 147        |
| <b>CAPITULO V .....</b>                          |  | <b>151</b> |
| <b>ANALISIS SISMICO.....</b>                     |  | <b>151</b> |
| 5.1.   | GENERALIDADES .....                                  | 151        |
| 5.2.   | PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SISMICO .....                | 151        |
| 5.2.1.   | Características de los Materiales: .....             | 151        |
| 5.2.2.   | Cargas Unitarias: .....                              | 151        |
| 5.2.3.   | Parámetros de sitio: .....                           | 151        |
| 5.2.4.   | Requisitos Generales: .....                          | 152        |
| 5.3.   | ANALISIS SISMICO .....                               | 153        |
| 5.4.   | ANALISIS SISMICO ESPECTRAL.....                      | 155        |

|                                       |  |            |
|---------------------------------------|--|------------|
| 5.5.                                  | VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE ..... | 157        |
| 5.6.                                  | COMBINACIONES DE LOS CASOS DE CARGA.....                   | 160        |
| 5.7.                                  | RESULTADOS DEL ANALISIS .....                              | 162        |
| 5.8.                                  | CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....                 | 162        |
| 5.9.                                  | CONTROL DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO .....      | 163        |
| <b>CAPITULO VI .....</b>              |  | <b>166</b> |
| <b>DISEÑO DE LOSAS .....</b>          |  | <b>166</b> |
| 6.1.                                  | PRINCIPIO DE DISEÑO .....                                  | 166        |
| 6.2.                                  | DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....                            | 167        |
| 6.2.1.                                | DISEÑO POR FLEXIÓN .....                                   | 167        |
| 6.2.2.                                | DISEÑO POR CORTE.....                                      | 167        |
| <b>CAPITULO VII .....</b>             |  | <b>171</b> |
| <b>DISEÑO DE VIGAS .....</b>          |  | <b>171</b> |
| 7.1.                                  | DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS.....                           | 171        |
| 7.2.                                  | DISEÑO POR CORTE DE VIGAS.....                             | 172        |
| 7.3.                                  | ANCLAJE DE ACERO.....                                      | 174        |
| 7.4.                                  | CORTE DE FIERRO .....                                      | 175        |
| 7.5.                                  | CONTROL DE DEFLEXIONES.....                                | 176        |
| <b>CAPITULO VIII .....</b>            |  | <b>182</b> |
| <b>DISEÑO DE COLUMNAS .....</b>       |  | <b>182</b> |
| 8.1.                                  | GENERALIDADES.....   | 182        |
| 8.2.                                  | DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....                           | 182        |
| 8.3.                                  | MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....                     | 183        |
| 8.4.                                  | VERIFICACIÓN DE FLEXIÓN BIAxIAL.....                       | 184        |
| 8.5.                                  | ESBELTEZ .....   | 185        |
| 8.6.                                  | DISEÑO POR CORTANTE.....                                   | 185        |
| <b>CAPITULO IX.....</b>               |  | <b>188</b> |
| <b>DISEÑO DE LA CIMENTACION .....</b> |  | <b>188</b> |
| 9.1.                                  | GENERALIDADES.....   | 188        |
| 9.2.                                  | DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR.....               | 189        |
| 9.3.                                  | DISEÑO DEL AREA DE LA CIMENTACIÓN.....                     | 189        |
| 9.4.                                  | DISEÑO POR CORTE .....                                     | 189        |
| 9.5.                                  | DISEÑO POR PUNZONAMIENTO.....                              | 190        |

|  |   |            |
|--|---|------------|
| 9.6.                                       | EJEMPLO DE DISEÑO.....  | 191        |
| <b>CAPÍTULO X.....</b>                     |   | <b>194</b> |
| <b>DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA.....</b> |   | <b>194</b> |
| 10.1.                                      | PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO.....  | 194        |
| 10.2.                                      | ESFUERZO AXIAL MAXIMO.....  | 194        |
| 10.3.                                      | CALCULO DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL.....                | 195        |
| 10.4.                                      | CONTROL DE FISURACION.....  | 195        |
| 10.5.                                      | VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN EL MURO. | 195        |
| 10.6.                                      | CUANTIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL.....                           | 196        |
| 10.7.                                      | DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO.....                            | 196        |
| <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b> |   | <b>200</b> |
| <b>BIBLIOGRAFIA.....</b>                   |   | <b>202</b> |



## INDICE DE TABLAS

|  |     |
|--|-----|
| <i>Tabla 1: Cargas vivas minimas repartidas</i> .....  | 28  |
| <i>Tabla 2: Factores de forma (C)</i> .....  | 31  |
| <i>Tabla 3: Peraltes o espesores minimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una direccion a menos que se calculen las deflexiones.</i><br>..... | 59  |
| <i>Tabla 4: Factores de zona "Z"</i> .....   | 61  |
| <i>Tabla 5: Clasificación de los perfiles del suelo</i> .....  | 61  |
| <i>Tabla 6: Factores de suelo "S"</i> .....  | 62  |
| <i>Tabla 7: Periodos "Tp" Y "TL"</i> .....   | 62  |
| <i>Tabla 8: Categoria de las edificaciones y factor "U"</i> .....  | 63  |
| <i>Tabla 9: Sistemas estructurales</i> .....   | 67  |
| <i>Tabla 10: Irregularidades estructurales en altura</i> .....   | 68  |
| <i>Tabla 11: Irregularidades estructurales en planta</i> .....   | 69  |
| <i>Tabla 12: Categoria y regularidad de las edificaciones</i> .....  | 70  |
| <i>Tabla 13: Limites para la distorsion del entrepiso</i> .....  | 76  |
| <i>Tabla 14: Peso del Aligerado según espesor t(cm)</i> .....  | 84  |
| <i>Tabla 15: sobrecarga para <math>\alpha</math></i> .....   | 87  |
| <i>Tabla 16: Sobrecarga para <math>\beta</math></i> .....  | 88  |
| <i>Tabla 17: Parámetros de pre dimensionamiento de Columnas</i> .....  | 90  |
| <i>Tabla 18: Peso Específico de los materiales</i> .....   | 92  |
| <i>Tabla 19: Uso de la edificación (RNE)</i> .....   | 93  |
| <i>Tabla 20: Metodos para determinar f'm y v'm</i> .....   | 125 |
| <i>Tabla 21: Fuerzas internas en Columnas de confinamiento</i> .....   | 126 |
| <i>Tabla 22: Tabla de Pseudoaceleraciones y espectro de respuesta</i> .....  | 156 |
| <i>Tabla 23: Periodos de vibración y factor de participación másica</i> .....  | 158 |
| <i>Tabla 24: Coeficiente de la Cortante basal (Étabs)</i> .....  | 158 |
| <i>Tabla 25: Factores de escala del caso dinámico</i> .....  | 159 |
| <i>Tabla 26: Desplazamiento en la dirección X-X</i> .....  | 162 |
| <i>Tabla 27: Desplazamiento en la dirección Y-Y</i> .....  | 163 |

## INDICE DE FIGURAS

|  |     |
|--|-----|
| <i>Figura 1: Mapa de la Provincia de Puno</i> .....  | 16  |
| <i>Figura 2: Mapa de la Provincia de Azángaro</i> .....  | 16  |
| <i>Figura 3: Plano de Ubicación del Proyecto</i> .....   | 17  |
| <i>Figura 4: Deformación del acero <math>\epsilon_t</math> para flexión (+) y (-) en una sección rectangular</i> ..... | 54  |
| <i>Figura 5: Zonas Sísmicas</i> .....  | 60  |
| <i>Figura 6: Simetrías y asimetrías</i> .....  | 79  |
| <i>Figura 7: Continuidad en elevación</i> .....  | 79  |
| <i>Figura 8: Distribución de la Edificación</i> .....  | 80  |
| <i>Figura 9: Estructuras simétricas con diferente capacidad torsional</i> .....  | 81  |
| <i>Figura 10: Rotulas Plásticas en Vigas y Columnas</i> .....  | 82  |
| <i>Figura 11: Sección transversal de Losa Aligerada</i> .....  | 102 |
| <i>Figura 12: Sección de Viga Rectangular en el Momento de la Falla</i> .....  | 104 |
| <i>Figura 13: Isométrico de la columna</i> .....   | 111 |
| <i>Figura 14: Espaciamientos máximos en el diseño por cortante con sismo en columnas</i> .....                         | 115 |
| <i>Figura 15: Corte de la Zapata</i> .....   | 118 |
| <i>Figura 16: Punzonamiento de la Zapata</i> .....   | 119 |
| <i>Figura 17: flexión de la zapata</i> .....   | 120 |
| <i>Figura 18: Condiciones de carga en un muro</i> .....  | 121 |
| <i>Figura 19: Estructuración para el Pabellón de Laboratorios</i> .....  | 131 |
| <i>Figura 20: Bloque A</i> .....   | 131 |
| <i>Figura 21: Bloque B</i> .....   | 132 |
| <i>Figura 22: Estructuración Bloque C (Escalera)</i> .....   | 132 |
| <i>Figura 23: Cargas aplicadas en el aligerado en un sentido</i> .....   | 142 |
| <i>Figura 24: Cargas actuantes en las vigas</i> .....  | 145 |
| <i>Figura 25: Distribución de cargas en la columna</i> .....   | 148 |
| <i>Figura 26: Modelo de la estructura en 3-D.</i> .....  | 150 |
| <i>Figura 27: Diagrama de Espectro de Pseudoaceleraciones</i> .....  | 157 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 28: Momentos Flectores para el Pórtico 2.....        | 160 |
| Figura 29: Fuerza Cortante para el Pórtico 2 .....          | 161 |
| Figura 30: Vista del Bloque A.....                          | 161 |
| Figura 31: Vista del bloque A desplazado en el eje X-X..... | 162 |
| Figura 32: Vista del bloque A desplazado en el eje Y-Y..... | 163 |

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objeto el diseño estructural de una edificación destinada para fines educativos, ubicado en el Distrito de chupa – Provincia de Azángaro – Departamento de Puno; los cuales se desarrollaran a partir del proyecto de arquitectura ya realizado, compuesto por ambientes destinados para aulas, sala de computo, laboratorios, almacén, cubículo de profesor, dicha infraestructura se construirá sobre un área de terreno de 248.50 m<sup>2</sup>.

El análisis y el diseño se ha realizado de acuerdo a los requerimientos de las Normas del RNE como son la E.020: (Cargas), E.030 (Diseño Sismo resistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones), E.060 (Concreto Armado), E.070 (Albañilería), y en lo que corresponda: ACI 318 – 14.

Para el análisis estructural se ha considerado el Estudio de Mecánica de Suelos, elaborado por la tesista en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales – FICA, se ha usado el programa Etabs versión 16.0.2 (programa que toma en cuenta las propiedades únicas inherentes a los modelos matemáticos del edificio, permitiendo una representación computarizada del edificio real piso a piso y nivel a nivel) para realizar el modelamiento de la estructura.

Para la respuesta del modelo ante la acción sísmica se usó el método estático y el dinámico pseudo espectral. En cuanto al diseño, se consideraron vigas de 30x50 cm. para cubrir longitudes de 6.30 m, las vigas están acopladas al sistema de columnas de 40x50 cm., el aligerado está en una sola dirección, en la cimentación se ha diseñado un sistema de zapatas conectadas debido al tipo de suelo y a su capacidad portante.

### **PALABRAS CLAVE:**

Estructuración del edificio, Concreto Armado, análisis sísmico, diseño de losas, diseño de vigas, diseño de columnas, diseño de muros de albañilería confinada.

## ABSTRACT

The purpose of this thesis is the structural design of a building intended for educational purposes, located in the Chupa District - Azángaro Province - Puno Department; which will be developed from the architectural project already made, consisting of environments for classrooms, computer room, laboratories, warehouse, teacher's cubicle, this infrastructure will be built on an area of land of 248.50 m<sup>2</sup>.

The analysis and design has been made according to the requirements of the RNE Standards such as E.020: (Loads), E.030 (Seismic Design), E.050 (Soils and Foundations), E.060 (reinforced concrete), E.070 (Masonry), and as appropriate: ACI 318 - 14.

For the structural analysis has been considered the Study of Soil Mechanics, developed by the responsible for the thesis in the Laboratory of Mechanics of Soils and Materials - FICA, has used the Structural Software: Etabs version 16.0.2 (software that takes into account the unique properties inherent to the mathematical models of the building, allowing a computerized representation of the real building: floor to floor and level to level) to perform the modeling of the structure.

For the response of the model to the seismic action has used the static method and the pseudo-spectral dynamic. As for the design, beams of 30x50 cm were considered to cover lengths of 6.80 m, the beams are coupled to the system of columns of 40x50 cm., the lightened is in one direction, in the foundation has been designed a system of connected shoes due to the type of soil and its carrying capacity.

## INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo consiste en realizar el “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA IES AGROPECUARIA N° 125 DE CHUPA, DISTRITO DE CHUPA-AZÁNGARO-PUNO”, para lo que se realizara la estructuración y predimensionamiento de la edificación para la elección adecuada del sistema estructural a utilizar, el mismo que nos permitirá realizar el análisis sísmico estático y dinámico de la estructura en el programa etabs versión 16.0.2 con las verificaciones de acuerdo al establecido en el RNE dando paso al diseño de cada elemento estructural que aporta resistencia a la estructura.

Se han considerado las siguientes resistencias de materiales para el diseño:

- La resistencia del concreto para los elementos estructurales verticales como columnas, es de 210 Kg/cm<sup>2</sup>.
- La resistencia del concreto para los elementos de arriostres, verticales y horizontales de la tabiquería es de 175 Kg/cm<sup>2</sup>.
- El esfuerzo de fluencia de la barras de construcción es  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> (grado 60), y deben cumplir con las normas ASTM A706M ó A 615M.
- Las unidades de albañilería serán de arcilla quemada tipo IV, de medidas 0.13 mx0.23mx.09m.

## CAPITULO I

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

#### 1.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

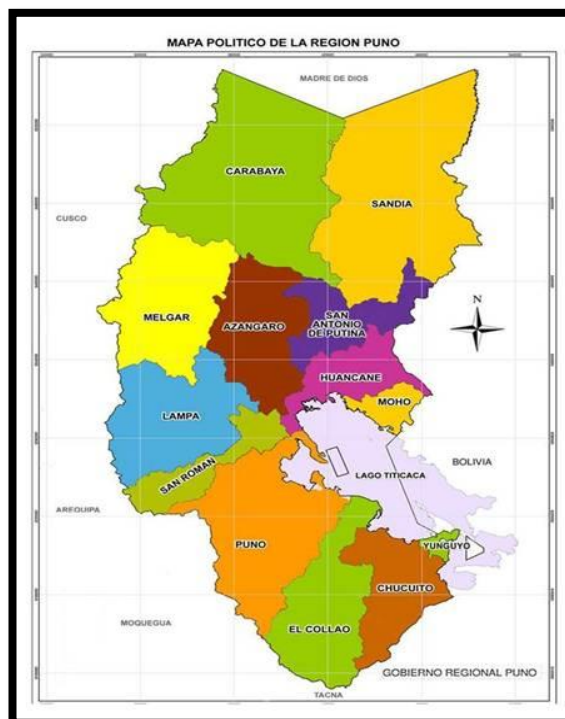
La “IES Agropecuaria N° 125 de Chupa”, actualmente tiene dos pabellones de aulas que se utilizan para dictado de clases y parte para uso administrativo, como oficina del Director y sala de profesores.

El problema del diseño y análisis estructural de la “IES Agropecuaria N° 125 de Chupa”, se deriva del planteamiento de nuevas edificaciones para la Institución, el cual está destinado para el uso del alumnado y los docentes, que consta de un Pabellón de Laboratorios de dos niveles: destinado para laboratorios de Química, Biología, Física y Sala de computo, el primer nivel tiene un área de 248.50 m<sup>2</sup>.y el segundo nivel de 296.00 m<sup>2</sup>.

La IES Agropecuaria N° 125 de Chupa está ubicado en la Localidad del Distrito de Chupa, Provincia de Azángaro de esta ciudad de Puno, para el cual se plantea este proyecto de ingeniería, para diseñar de acuerdo a las normas actuales. En el presente trabajo se realizó un análisis y diseño de la “IES Agropecuaria N° 125 de Chupa”, considerando los criterios de predimensionamiento y estructuración, la simetría en planta de las estructuras, rigidez, cargas, etc.

Chupa es un distrito de la provincia de Azángaro en el departamento peruano de Puno, bajo la administración del Gobierno regional de Puno. En el año 2007 tenía una población de 13 746 habitantes y una densidad poblacional de 96 personas por km<sup>2</sup>. Abarca un área total de 143,21 km<sup>2</sup>.

Así mismo el proyecto estará construido en la zona como muestran las figuras 1, 2 y 3.



**Figura 1:** Mapa de la Provincia de Puno

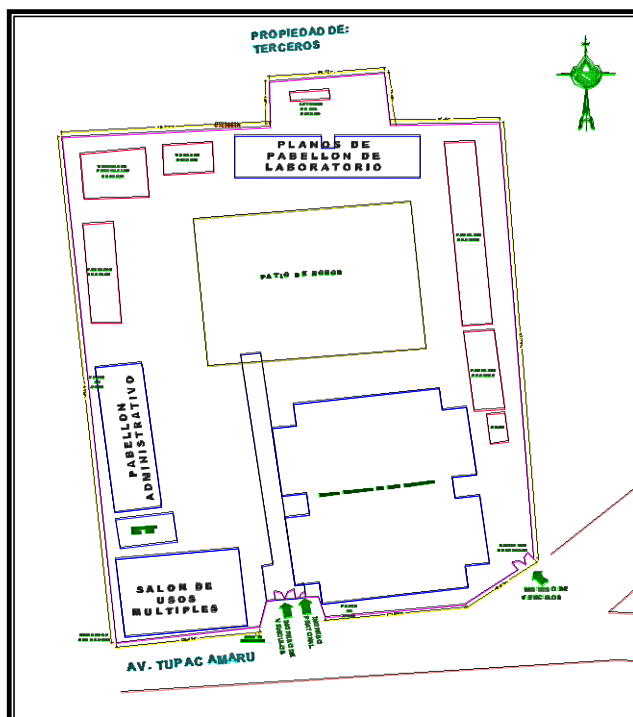
Fuente: <http://www.monografias.com>



**Figura 2:** Mapa de la Provincia de Azángaro

Fuente: <http://www.monografias.com>





**Figura 3: Plano de Ubicación del Proyecto**

Fuente: Elaboración propia.

El proyecto estructural se encuentra ubicado:

- ✚ Distrito : Chupa
- ✚ Provincia : Azángaro
- ✚ Departamento : Puno
- ✚ Región : Puno

## 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.2.1. IDENTIFICACION DEL PROBLEMA

La I.E.S. Agropecuaria N° 125 de Chupa, Distrito de Chupa-Azángaro-Puno, no cuenta con laboratorios, indispensable para el adecuado aprendizaje del alumnado. Por lo tanto el desarrollo educativo en esta zona no está acorde con las exigencias del sistema globalizado actual, que se está implementando en nuestra región, por lo que es necesario contar con una infraestructura con laboratorios, que permitan un óptimo

aprendizaje en los alumnos, para lo cual es necesario realizar el análisis y diseño de la estructura.

El Perú presenta zonas donde las sollicitaciones dinámicas como sismo, viento etc. Que son de muy leves a muy fuertes pero en la mayoría de los casos son desfavorables dando como resultado daños muy severos a la estructura a esto se adiciona el mal proceso constructivo. Los cuales generan grandes pérdidas económicas y por consiguiente a la población que hace uso de esta. Las nuevas tendencias en la Ingeniería Sísmica, reconocen la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de los edificios en nuestro entorno y de esta manera evitar verdaderas catástrofes sísmicas, y que estos generan muchas pérdidas económicas. En las consideraciones de las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas, por ello se exige la aplicación estricta de las normas de diseño sismo resistente.

Respecto a los problemas comunes que se presentan en las edificaciones se tiene: Cimientos inadecuados. Cuyos diseños no son acordes a las particularidades que se presenta en el terreno donde se edificara la estructura. Albañilería sin refuerzo. Toda la albañilería debe ser reforzada (confinada). Primeros pisos blandos. Para los cuales no se busca solucionar estructuralmente dicha dificultad, sino más bien se pseudo-diseña estructuralmente o simplemente no se realiza diseño, teniendo por tanto elevado riesgo de colapso frente a sollicitaciones sísmicas.

Frente a los problemas básicos expuestos, en específico en el distrito de Chupa, es preciso por tanto brindar servicios profesionales para asegurar un adecuado comportamiento a las estructuras, principalmente si estas son para el uso masivo de personas.

### 1.2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Debido a la constante modernización y avance tecnológico en la educación de los alumnos, es una necesidad contar con una infraestructura adecuada para seguir con su formación. Por lo que se plantea la siguiente interrogante:

*¿El análisis y diseño estructural propuesto para la I.E.S. Agropecuaria N° 125 de Chupa, Distrito de Chupa-Azángaro-Puno, permitirá asegurar un adecuado comportamiento estructural frente a cargas dinámicas?*

### 1.2.3. LIMITACIONES DEL PROYECTO

El proyecto de ingeniería se limita netamente al diseño estructural, de conformidad con el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E-030, E-060, E-020, E-050, E-070 y el código del ACI 318-14.

## 1.3. JUSTIFICACIÓN

Se elabora el presente proyecto de ingeniería estructural a fin de alcanzar y consolidar los conocimientos respecto al cálculo estructural, conocimientos impartidos durante la etapa universitaria.

El presente trabajo cobra importancia al representar este, un documento de consulta para estudiantes y profesionales relacionados al diseño de edificaciones.

## 1.4. OBJETIVOS

### 1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural de la I.E.S. Agropecuaria N° 125 de Chupa, Distrito de Chupa-Azángaro-Puno, que permita asegurar un adecuado comportamiento estructural frente a cargas dinámicas.

#### 1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la estructuración de la edificación.
- Elección del sistema estructural adecuado.
- Realizar el predimensionamiento y metrado de cargas de la estructura.
- Elaborar el Análisis y diseño de la edificación de la IES Agropecuaria N° 125 de Chupa, Distrito de Chupa-Azángaro-Puno, utilizando el programa Etabs versión 16.0.2 considerando las recomendaciones del RNE.

## CAPITULO II

### MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL

#### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Apaza (2012) realizo el estudio de suelos para el Complejo Educativo CETPRO Perú BIRF de Azángaro, del que obtuvo un suelo limoso arcilloso, antecedente de tipo de suelos en la misma zona en la que realizaremos el estudio de suelos para nuestro proyecto.

Cabrera (2003), en su análisis y diseño de una edificación de 9 pisos concluye que de acuerdo a los resultados del análisis sísmico y del análisis vertical se puede verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, por ello la importancia de emplear correctamente la norma de diseño sismo resistente E-030.

Luna (2011), realizo el análisis y diseño estructural de un sistema aporticado de 2 niveles, el cual fue modelado en el programa Etabs (CSI), aunque este no contempla la norma peruana, sin embargo, es posible incluir la norma durante el modelamiento, obteniendo los mismos resultados

#### 2.2. NORMAS LEGALES

##### 2.2.1. CONCEPTO Y NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA.

Las estructuras de concreto armado requieren códigos y normas vigentes que regulen la aplicación de cada material de construcción (concreto, acero, madera, albañilería, etc). En el Perú existen las Normas Técnicas de Edificación: Norma de cargas E.020, la Norma de Diseño Sismo resistente E.030, la Norma de Suelos y Cimentaciones E.050, etc.; el diseño y

construcción de edificios están regulados por leyes municipales, estatales o nacionales, estos tienen fuerza legal y su función es asegurar la seguridad del público.

La RNE está basada en el código del ACI-318 y los códigos europeos, con la respectiva revisión de un comité nombrado por el Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual (INDECOPI) desde 1992 hasta la actualidad, antes llamado Instituto Nacional de Normas Técnicas Industriales y certificación (INANTIC) desde 1959 hasta 1970, luego Instituto Nacional de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas (ITINTEC) desde 1970 hasta 1992. (Sociedad Nacional de Minería Petroleo y Energia , 2005)

La Norma Peruana de Edificación establece los requisitos mínimos que deben cumplir las estructuras, el material, los refuerzos y el diseño.

La Norma Peruana de Edificación especifica lo siguiente para la estructuración, dimensionamiento, metrado y análisis por cargas de Gravedad, análisis sísmico y el diseño de los elementos en concreto armado propiamente dicho.

## 2.2.2. RESUMEN Y COMENTARIOS DE LA NORMA E-070

### En el Capítulo 2

#### Artículo 3. Definiciones

**Albañilería Confinada:** Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerara como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.

Para el presente proyecto tendremos muros de albañilería confinada con pórticos.

#### **En el Capítulo 4: Procedimiento de Construcción**

##### **Especificaciones Generales**

La mano de obra empleada en las construcciones de albañilería será calificada, debiéndose supervisar el cumplimiento de las siguientes exigencias básicas:

- Los muros se construirán a plomo y en línea. No se atentara contra la integridad del muro recién asentado.
- En la albañilería, todas las juntas horizontales y verticales quedaran completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas será como mínimo 10 mm y el espesor máximo será 15 mm o dos veces la tolerancia dimensional en la altura de la unidad de albañilería más 4 mm, lo que sea mayor.

#### **En el Capítulo 6: Estructuración**

El capítulo 6 del RNE se divide en los siguientes artículos, los cuales se consideraran para el desarrollo del proyecto:

Las especificaciones de este capítulo se aplican tanto a la albañilería confinada como a la albañilería armada. Para el presente proyecto se aplica a la albañilería confinada.

#### **Artículo 14: Estructura con Diafragma Rígido**

Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en los que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

##### **Comentario**

*Los techos metálicos o de madera no constituyen diafragmas rígidos y tampoco arriostran horizontalmente a los muros, en ellos es indispensable el empleo de vigas soleras, diseñadas*

*para absorber las acciones sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería (armada o confinada). Para acciones coplanares, se considera que cada muro trabaja independientemente, con la carga tributaria correspondiente. (Bartolome, 2008)*

Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

### **Comentario**

Para el caso de los aligerados las soleras se vacían en conjunto con la losa, esto provee monolitismo en la unión losa-solera-albañilería. Para el caso de las losas macizas, el concreto se vacía directamente sobre los muros creando una unión monolítica entre ambos elementos. (Bartolome, 2008)

### **Artículo 15: Configuración del Edificio**

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

Plantas simples y regulares. Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitadas o, en todo caso, se dividirán en formas simples.

### **Comentario: Simplicidad, Simetría y Continuidad**

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples, simétricas y continuas se comportan mejor durante los sismos. Has dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el



comportamiento sísmico de una estructura marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas. (*Blanco Blasco, 1994*)

Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión especificadas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

### **Comentario**

Generalmente, el centro de masas de cada nivel coincide con el centroide del área en planta, sin embargo, cuando existe una concentración de muros hacia un lado de la planta, el centro de masas se correrá hacia esa zona, lo que deberá contemplarse en el análisis estructural. Incluso, la masa del tanque de agua elevado, podría causar el desplazamiento del centro de masas hacia esa zona, causando torsión que repercute en todos los pisos. (*Bartolome, 2008*)

Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación. Cuando en cualquiera de las direcciones no exista el área suficiente de muros para satisfacer los requisitos del Artículo 19 (19.2b), se deberá

suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos.

### **Comentario**

En nuestro medio, usualmente las edificaciones presentan plantas alargadas con pocos muros en la dirección de la fachada, estas edificaciones han mostrado mal comportamiento sísmico, por lo que es necesario la inclusión de placas de concreto en esa dirección. (Bartolome, 2008)

Vigas dinteles preferentemente peraltadas (hasta 60 cm) para el caso en que el edificio se encuentre estructurado por muros confinados, y con un peralte igual al espesor de la losa del piso para el caso en que el edificio esté estructurado por muros armados

Cercos y alféizares de ventanas aislados de la estructura principal, debiéndoseles diseñar ante acciones perpendiculares a su plano, según se indica en el Capítulo 10.

### **Comentario**

Cuando los alféizares de ventanas no se aíslan de la estructura principal, dan lugar a los siguientes problemas: 1) grieta vertical en la zona de unión, producida porque en el alféizar no existe carga vertical, excepto su peso propio, mientras que el muro es portante de carga vertical (lo propio ocurre con los cercos coplanares con muros portantes); 2)

reducción de la altura efectiva del muro portante, que conduce a una elevación sustancial de su rigidez lateral, y, en consecuencia, a una mayor absorción de fuerza cortante; y, 3) dificultad en el modelaje estructural, salvo que se utilice la teoría de elementos finitos. Por ello es recomendable aislar los alféizares de la estructura principal. (Bartolome, 2008)

### 2.2.3. RESUMEN DE LA NORMA E.020

#### Definiciones:

- Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.
- Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

#### En el capítulo 2: Carga Muerta

- Materiales. Se considerara el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación. Calculados, en base a los pesos unitarios.
- Dispositivos de servicio y equipos. Se considerara el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, incluyendo las tuberías, ductos, equipos de calefacción y aire

acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares.

- Tabiques. Se considerara el peso de todos los tabiques, usándolos pesos reales en las ubicaciones que indican los planos.

### En el capítulo 3: Carga Viva

- **Carga Viva del Piso.**

**Carga Viva Mínima Repartida.** Se usara como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 1.

**Tabla 1: CARGAS VIVAS MINIMAS REPARTIDAS**

| OCUPACION O USO             | CARGAS REPARTIDAS<br>KPa (kgf/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|--|
| <b>Centros de Educación</b> |  |
| Aulas                       | 2,5 (250)                                      |
| Talleres                    | 3,5 (350) Ver 6.4                              |
| Auditorios, gimnasios, etc. | De acuerdo a lugares de asambleas              |
| Laboratorios                | 3,0 (300) Ver 6.4                              |
| Corredores y escaleras      | 4,0 (400)                                      |

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Carga Viva Concentrada.** Los pisos y techos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otras cargas vivas concentradas en exceso de 5,0 kN (500 kgf) (incluido el peso de los apoyos o bases), serán diseñados para poder soportar tal peso como una carga concentrada o como grupo de cargas concentradas.

**Tabiquería Móvil.** El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por

metro cuadrado, con un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1,0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>) para divisiones livianas móviles de altura completa.

- **Carga Viva del Techo.**

- ✓ Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>).
- ✓ Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>) reducida en 0,05kPa (5 kgf/m<sup>2</sup>), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50kgf/m<sup>2</sup>).
- ✓ Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>).

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30kgf/m<sup>2</sup>).

- **Reducción de Carga Viva.**

Las cargas vivas mínimas repartidas indicadas en la Tabla 1 podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_o \left[ 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right] \text{---(ec - 01)}$$

Donde:

$L_r$  = Intensidad de la carga viva reducida

$L_o$  = Intensidad de carga viva sin reducir (Tabla 1).

$A_i$  = Area de influencia del elemento estructural en m<sup>2</sup>, que se calculara mediante:

$$A_i = kA_t \text{---(ec - 02)}$$

$A_t$  = Area tributaria del elemento en m<sup>2</sup>.

$k$  = Factor de carga viva sobre el elemento.

- El área de influencia ( $A_i$ ) deberá ser mayor que 40 m<sup>2</sup>, en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- El valor de carga viva reducida ( $L_r$ ) no deberá ser menor que  $0,5L_o$ .
- Para columnas o muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

- **Cargas de Nieve**

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

Se tendrá en cuenta para el diseño de edificaciones que se construirán en un clima que permita la acumulación de nieve.

La carga de nieve debe considerarse como carga viva.

- **Cargas de Viento**

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

**Velocidad de Diseño (viento).**

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0,22} \text{ ----- (ec - 03)}$$

Donde:

$V_h$ : velocidad de diseño en la altura  $h$  en Km/h

$V$ : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h

$h$  : altura sobre el terreno en metros

**Carga Exterior de Viento**

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculara mediante la expresión:

$$P_h = 0,005 C V_h^2 \text{ --- (ec - 04)}$$

Donde:

$P_h$ : presión o succión del viento a una altura  $h$  en  $\text{kgf/m}^2$

C: factor de forma adimensional indicado en la Tabla 2

$V_h$ : velocidad de diseño a la altura  $h$ , en  $\text{km/h}$ , Artículo 12 (12.3) RNE

**Tabla 2: FACTORES DE FORMA (C)**

| CONSTRUCCION   | BARLOVENTO   | SOTAVENTO |
|--|--------------|-----------|
| Superficie verticales de edificios   | +0.8         | -0.6      |
| Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión                        | +1.5         |           |
| Tanques de agua chimeneas y otros de sección circular o elíptica             | +0.7         |           |
| Tanques de agua chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular          | +2.0         |           |
| arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45° | ±0.8         | -0.5      |
| Superficies inclinadas a 15° o menos   | +0.3<br>-0.7 | -0.6      |
| Superficies inclinadas entre 15° y 60°                                       | +0.7<br>-0.3 | -0.6      |
| Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.                              | +0.8         | -0.6      |

El signo positivo indica presión y el negativo succión

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones (E-020).

**2.2.4. RESUMEN DE LA NORMA E.060**

**En el capítulo 1**

Esta norma específica las exigencias mínimas que se deben de tener en cuenta para la elaboración de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple. Además se tendrá en

cuenta que las especificaciones técnicas y planos cumplan con esta norma.

### **Proyecto, Ejecución e Inspección de la Obra**

#### **Requisitos Generales:**

Todas las etapas del proyecto deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.

Los planos, detalles y especificaciones técnicas deberán de llevar la firma de un ingeniero civil colegiado.

#### **Proyecto:**

La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a la RNE E. 030, la determinación de las cargas actuantes de acuerdo con la RNE E.020.

El ingeniero proyectista será el encargado de escoger el proceso constructivo y los procedimientos de análisis para la estructura.

Los planos del proyecto deberán contener algunos aspectos como: la relación de normas empleadas en el diseño, resistencia a la compresión de concreto, detalles de refuerzo en los elementos estructurales y las cargas tomadas en cuenta para el diseño.

#### **Ejecución de la Obra:**

Para la ejecución de obra el constructor designará al ingeniero residente el cual lo representará en ella.

El constructor ejecutará los trabajos de acuerdo a la presente norma y a los planos de obra. Estos trabajos se registrarán en el cuaderno de obra.

#### **Supervisión:**

El personal supervisor será designado por el propietario, este personal será el encargado de hacer cumplir la presente norma, los planos y las especificaciones técnicas.



El constructor deberá proporcionar a la supervisión todas las facilidades para el cumplimiento de sus obligaciones.

La supervisión anotara todas las ocurrencias técnicas en el cuaderno de obra y en sus registros deberá contener algunos puntos como: la calidad y dosificación de los materiales del concreto, colocación y remoción del encofrado, colocación de refuerzo y anclajes.

### **Sistemas no Convencionales:**

Los promotores de cualquier sistema de construcción dentro del alcance de esta norma pero que no cumplan con las disposiciones de esta deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño a SENCICO, en el cual luego de su evaluación pertinente propondrá al Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento su aprobación.

## **En el Capítulo 2**

Este capítulo trata sobre notaciones y definiciones las cuales son mencionadas e utilizadas en esta norma.

### **Notación**

La nomenclatura siguiente constituye una pequeña lista de los términos utilizados en la norma:

$A_c$ = Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante,  $mm^2$

$A_{ch}$ = Área de la sección transversal de un elemento estructural.

$A_f$ = Área de acero de refuerzo de una ménsula.

$I_s$ = Momento de inercia de la sección bruta de una losa.

$k$ = Factor de longitud efectiva para elementos de compresión

$K$ = Coeficiente de fricción por desviación accidental

$l$ = luz de la viga o losa en una dirección.

## Definiciones

Se citan a continuación algunos términos de uso general en esta norma:

**Abaco:** Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna.

**Acero de pre esforzado:** Elemento de acero de alta resistencia utilizado para aplicar fuerzas de pre esforzado al concreto.

**Aditivo:** Material utilizado como componente del concreto a fin de modificar sus propiedades.

**Agregado:** Material granular, de origen natural o artificial, empleado como un material cementante para formar concreto o mortero hidráulico.

**Agregado Fino:** Agregado proveniente de la desintegración natural o artificial, que pasa el tamiz 9,5 mm (3/8”).

**Agregado Grueso:** Agregado retenido en el tamiz 4,75 mm (N° 4), proveniente de la desintegración natural de las rocas.

**Cemento:** Material pulverizado que por la adicción de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire.

**Cemento Portland:** producto obtenido de la pulverización del clinker portland con la adicción eventual del sulfato de calcio.

**Concreto preesforzado:** Concreto estructural al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.

### **En el Capítulo 3**

#### **Ensayos de Materiales**

Este punto nos dice que la supervisión posee la facultad de ordenar el ensayo de cualquier material empleado en las obras de concreto.

El muestreo y los ensayos de materiales deberán hacerse de acuerdo con la NTP correspondiente.

#### **Cementos**

El cemento empleado en obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del concreto.

#### **Agregados**

Los agregados que no cumplan con los requisitos indicados en las NTP, podrán ser utilizados siempre que el constructor demuestre que producen concretos con la resistencia y la durabilidad requeridas.

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a ninguna de:  $1/5$  de la menor separación entre los lados del encofrado,  $1/3$  de la altura de la losa o  $3/4$  del espaciamiento mínimo libre entre barras. Estas limitaciones podrán omitirse siempre que se demuestre trabajabilidad en el concreto y que se eviten las formaciones de cangrejeras.

Para el agregado fino se tomara en cuenta que sus partículas sean limpias, de perfiles angulares, duros, compactos y resistentes.

El agregado grueso podrá consistir en grava natural o triturada de perfil preferentemente angular o semiangular y de textura preferentemente rugosa.

La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad.

El lavado de los agregados deberá hacerse con agua potable.

El agregado denominado hormigón corresponde a una mezcla natural de grava y arena. El hormigón solo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión no mayor a 10 MPa a los 28 días.

### **Agua**

El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser de preferencia potable. Se podrán hacer algunas excepciones cuando: estén limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos y álcalis o cuando la resistencia del concreto sea parecida a la resistencia que se obtiene con agua potable.

La suma de los iones de cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla no deberá exceder a los valores normados.

El agua de mar no podrá emplearse en los siguientes casos: para concreto pre esforzado, concretos con resistencias mayores de 17 MP a los 28 días, concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio y para concretos con un acabado superficial de importancia.

### **Acero de Refuerzo**

El refuerzo generalmente deberá ser corrugado, el refuerzo que va a hacer soldado así como el procedimiento de soldadura deberá estar indicado en los planos y especificaciones del proyecto.

### **Refuerzo Corrugado**

En este punto se hace referencia a lo siguiente:

- ✓ Para barras de refuerzo con  $f_y$  mayor que 420 MPa, la resistencia a la fluencia debe tomarse como el refuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.
- ✓ Las barras deben de cumplir con las NTP 341.031 o NTP 339.186.
- ✓ El alambre corrugado para el refuerzo del concreto debe cumplir con la NTO 341.068.
- ✓ Las mallas electrosoldadas de alambra liso deben de cumplir con la NTP 350.002
- ✓ Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm.

### **Refuerzo Liso**

Las barras y los alambres lisos solo se permiten en los siguientes casos:

- ✓ En Espirales: como refuerzo transversal en elementos de en compresión o en torsión.
- ✓ En Acero de Preesfuerzo
- ✓ En refuerzos por cambios volumétricos en losas nervadas.

### **Acero de Preesfuerzo**

El acero de preesforzado deberá cumplir con una de las normas siguientes:

- ✓ El alambre deberá cumplir con la Norma ASTM A 421M.
- ✓ El alambre de baja relajación deberá cumplir con la ASTM A 421M
- ✓ El Torón cumplirá con la norma ASTM A 416M
- ✓ La barra cumplirá con la ASTM A 722M

### **Acero Estructural**

El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión deberá ajustarse a una de las siguientes normas:

ASTM A 36M, ASTM A 242M, ASTM A 572M, ASTM A 588M, ASTM 992M.

### **Aditivos**

Los aditivos que se usen el concreto deben someterse a la aprobación de la supervisión. Deberá demostrarse que el aditivo en obra es capaz de mantener la composición y el comportamiento para establecer la dosificación del concreto de acuerdo a lo especificado.

Los aditivos incorporadores de aire deben de cumplir con la NTP 334.089.

Los aditivos reductores de agua, acelerantes, retardantes deberán cumplir con la NTP 334.088.

Las cenizas volantes u otras puzolanas deberán cumplir con la NTP 334.104.

### **Almacenamiento de Materiales**

El material cementante y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro y la introducción de materias extrañas.

Ningún material que se haya deteriorado deberá utilizarse en la elaboración del concreto.

Para el almacenamiento del cemento se adoptarán las siguientes precauciones:

- ✓ No se aceptarán en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.

- ✓ El cemento se almacenará en un lugar techado, fresco y libre de humedad.
- ✓ El cemento a granel se almacenará en silos metálicos para impedir el ingreso de humedad o elementos contaminantes.

Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos y su contaminación con otros materiales.

Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante y se impedirá de esta forma la contaminación evaporación o deterioro de las mismas.

### **Normas Citadas**

Las normas que se toman en cuenta para la elaboración y referencia de la presente norma son:

- ✓ NTP
- ✓ ASTM

### **En el Capítulo 4**

Este capítulo nos habla sobre la elección de los componentes del concreto y sus proporciones la cual estará sujeta a los requisitos mínimos establecidos en esta norma.

### **Relación Agua – Material Cementante**

La relación agua-material cementante se calculan usando el peso del cemento más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas.

### **Exposición a Ciclos de Congelamiento y Deshielo**

Los concretos de peso normal y de los pesos livianos expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo deben de tener aire incorporado.

En la tabla contenido total de aire para concreto resistente al congelamiento se hace referencia a una exposición severa y una moderada.

Una exposición severa es cuando un clima frío, el concreto puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse o cuando se empleen sales descongelantes y una exposición moderada es cuando en clima frío el concreto está expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse y cuando no usen descongelantes.

Los concretos expuestos a condiciones especiales de exposición señaladas en la tabla “requisitos para condiciones especiales de exposición”, deben de cumplir con las relaciones máximas agua-material cementante y con la resistencia mínima a la compresión señaladas en esta.

Para concretos que van a estar expuestos a productos químicos descongelantes el peso máximo de las cenizas volantes u otras puzolanas, no debe de exceder los porcentajes respecto al peso total de materiales cementantes dados en la tabla “Requisitos para concreto expuesto a productos químicos descongelantes”

### **Exposición a Sulfatos**

El concreto que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la tabla “requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos”.

El concreto debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua- material cementante máxima y una resistencia a la compresión mínima.

### **Protección del Refuerzo Contra la Corrosión**

Para la protección contra la corrosión del refuerzo, las concentraciones máximas de iones de cloruro en el concreto a



edades que van de 28 a 42 días no deberán exceder los límites de la tabla “Contenido máximo de iones de cloruro para protección contra la corrosión del refuerzo”.

Cuando el concreto con el refuerzo vaya a estar expuestos a cloruros químicos descongelantes deben de cumplirse los requisitos de la tabla “requisitos para condiciones especiales de exposición”.

### **En el Capítulo 5**

Este capítulo nos habla sobre el concreto el cual deberá dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión para que satisfaga los criterios de durabilidad.

Nos dice que la resistencia mínima del concreto estructura no deberá ser inferior a 17 MPa.

El  $f'c$  debe basarse en los resultados de ensayos realizados a los 28 días.

Se considerará como un ensayo de resistencia al promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas hechas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días.

### **Dosificación del Concreto**

La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para permitir que:

- ✓ Se logre la trabajabilidad y consistencia que permita colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado, sin segregación ni exudación excesiva.
- ✓ Se logre resistencia a las condiciones especiales de exposición.
- ✓ Se cumpla con los requisitos de los ensayos de resistencia.

Cuando se empleen materiales diferentes deberá evaluarse cada una de las combinaciones de ellos.

## **Dosificación Basada en la Experiencia en Obra o en Mezclas de Pruebas**

### **Desviación Estándar**

Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula el “Ss”. Deben cumplir las siguientes condiciones:

- ✓ Deben representar los materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas.
- ✓ Deben de representar a concretos producidos para lograr una resistencia o resistencias especificadas, dentro del rango de  $\pm 7$  MPa de  $f_c$ .
- ✓ Deben consistir en al menos 30 ensayos consecutivos.

Cuando no se dispone de registros de ensayos que se ajusten a estos requisitos pero si se tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer la desviación estándar de la muestra como el producto de la desviación estándar calculada de la muestra por el factor de modificación.

### **Resistencia promedio requerida**

La resistencia promedio a la compresión requerida  $f'_{cr}$  usada como base para la dosificación del concreto deberá ser determinada por la tabla “resistencia promedio a la compresión requerida, cuando hay datos disponibles para establecer una desviación estándar de la muestra”.

Cuando una instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de Ss que se ajusten a los requisitos de las tablas mencionadas anteriormente deberán determinarse en la tabla “resistencia promedio a la compresión requerida cuando no hay datos disponibles para establecer la desviación estándar de la muestra”.

### **Documentación de la resistencia promedio a la compresión**

La documentación que justifique que la documentación propuesta para el concreto producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor a la resistencia promedio a la compresión requerida, deberá consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia o mezclas de prueba.

Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del concreto se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

- ✓ Los materiales deben ser los propuestos para la obra.
- ✓ Las mezclas de pruebas deberán repararse empleando al menos tres relaciones de agua- material cementante que produzcan un rango de resistencias que abarquen  $f'_{cr}$ .
- ✓ Las mezclas de prueba deben dosificarse para producir un asentamiento (slump) dentro de  $\pm 20$  mm del máximo permitido y para el concreto con aire incorporado dentro de  $\pm 0.5\%$  del máximo contenido de aire permitido.

### **Dosificación Cuando no se Cuenta con Experiencia en Obra o Mezclas de Prueba**

Este punto nos dice que la resistencia promedio a la compresión requerida  $f'_{cr}$  del concreto producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso deberá ser por lo menos 8.5MPa mayor al  $f'_{c}$ .

### **Reducción de la Resistencia Promedio a la Compresión**

Se permitirá reducir la cantidad por la cual la resistencia promedio requerida  $f'_{cr}$  debe exceder de  $f'_{c}$  siempre que:

- ✓ Se disponga de 30 o más ensayos y el promedio de los ensayos exceda el requerido.

- ✓ Se cumpla con los requisitos de exposición especial del capítulo 4.

### **Evaluación y Aceptación del Concreto**

El concreto debe de ensayarse de acuerdo con los requisitos anteriormente mencionados. Todos los ensayos de laboratorio deben de ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

### **Frecuencia de los ensayos**

Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de concreto colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 50 m<sup>3</sup> de concreto , ni menos de una vez por cada 300 m<sup>2</sup> de superficies de losas o muros.

Un ensayo de resistencia debe de ser el promedio de las resistencias de dos probetas cilíndricas confeccionadas de la misma muestra de concreto ensayadas a los 28 días.

### **Probetas Curadas en el laboratorio**

Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con la ASTM 172.

Las probetas cilíndricas para los ensayos de resistencias deben de ser fabricadas y curadas en el laboratorio de acuerdo con la ASTM C 31M y deberán ensayarse de acuerdo con la ASTM C 39M.

La resistencia de una clase determinada de concreto se considerará satisfactoria si cumple con lo siguiente:

- ✓ Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a  $f'c$ .

- ✓ Ningún resultado individual del ensayo de resistencia es menor que  $f'c$  en más de 3.5 MPa cuando  $f'c$  es 35 MPa o menor o en más de 0.1  $f'c$  cuando  $f'c$  es mayor a 35 MPa.

Cuando no se cumpla con al menos uno de los requisitos deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados.

### **Probetas curadas en obra**

El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan.

Los procedimientos para proteger y curar el concreto deben mejorarse cuando la resistencia de las probetas cilíndricas curadas en obra sea inferior al 85% de la resistencia de los cilindros correspondientes curados en el laboratorio.

### **Investigación de los resultados de ensayos de baja resistencia**

Si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se redujo significativamente, deben permitirse ensayos de núcleos.

Los núcleos deben prepararse para su traslado y almacenamiento. Los núcleos deberán ser ensayados después de 48 horas y antes de los 7 días de extracción.

El concreto de la zona representada por los núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres núcleos es por lo menos igual al 85% de  $f'c$  y ningún núcleo tiene la resistencia menor a del 75% de  $f'c$ .

### **Preparación del Equipo y del Lugar de Colocación del Concreto**

La preparación previa a la colocación del concreto debe incluir lo siguiente:

- ✓ Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales deben de coincidir con los de los planos.
- ✓ Las barras de refuerzo deben de estar correctamente ubicados.
- ✓ Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios en que estará ubicado el concreto.
- ✓ El encofrado deberá estar recubierto por un desmoldante
- ✓ Las unidades de albañilería deberán estar adecuadamente humedecidas.

### **Mezclado del Concreto**

La medida de los materiales de obra deberá realizarse pro medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas.

Todo concreto debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales. La mezcladora debe de descargarse completamente antes de volverla a cargar.

El concreto preparado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

- ✓ El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación toral de los materiales, formando una masa uniforme.
- ✓ El mezclado debe de hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado.
- ✓ La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.
- ✓ El mezclado debe efectuarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor.

### **Transporte del Concreto**

El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

### **Colocación del Concreto**

El concreto deberá ser depositado lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente.

No se debe de colocar en la estructura el concreto que haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.

Una vez iniciada la colocación del concreto, esta debe ser efectuada en una operación continua hasta que se termine el llenado del tramo paño a paño.

Todo concreto debe ser acomodado por completo alrededor del refuerzo, en los elementos embebidos y en las esquinas de los encofrados.

### **Protección y Curado**

A menos que se empleen métodos de protección el concreto deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas.

La temperatura del concreto no deberá ser tan alta como para causar dificultades debidas a pérdidas de asentamiento, no deberá ser mayor de 32°C.

La temperatura de los encofrados metálicos y de acero de refuerzo, no deberá ser mayor de 50°C.

El concreto debe mantenerse a una temperatura de 10°C y permanentemente húmedo, durante los primeros 7 días después de la colocación.

### **Curado acelerado**

El curado con vapor a alta presión puede emplearse para acelerar el desarrollo de la resistencia.

### **Requisitos para Clima Frio**

Para los fines de esta norma se considera como clima frío a aquel que en cualquier momento del vaciado, la temperatura ambiente pueda estar por debajo de 5°C.

Cuando la temperatura del ambiente es menor de 5°C la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida sobre 10°C durante el periodo del curado.

### **Requisitos para el Clima Cálido**

Se considera como clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente, baja humedad relativa y alta velocidad del viento.

Durante el proceso de colocación del concreto en climas cálidos, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los ingredientes así como los procesos de producción.



## **En el Capítulo 6**

### **Diseño de Encofrados**

El encofrado deberá permitir obtener una estructura que cumpla con los perfiles, niveles, alineamientos y dimensiones de los elementos según lo indicado en los planos de diseño.

El diseño de encofrados debe de tomar en cuenta: la velocidad y los métodos de colocación del concreto, todas las cargas de construcción y los requisitos de los encofrados especiales.

### **Remoción de Encofrados, Puntales y Reapuntalamientos**

#### **Desencofrado**

Los encofrados deben retirarse de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad de la estructura. El concreto expuesto al desencofrado debe tener suficiente resistencia para no ser dañado.

#### **Retiro de puntales y reapuntalamiento**

Con anterioridad al inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos, para la instalación de los reapuntalamientos.

### **Tuberías y Ductos Embebidos en el Concreto**

Se permite embeber en el concreto tuberías, ductos e insertos siempre que se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto excepto en lo previsto.

No deben de dejarse embebidos en el concreto estructural, tuberías y ductos de aluminio para evitar a reacción con el concreto.

## **Juntas de Construcción**

Es importante que todas las juntas de construcción se construyan según lo especificado.

La superficie del concreto en las juntas de construcción debe limpiarse inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de colocación del concreto.

Las juntas de construcción en los pisos y techos deberán estar localizadas en el tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales.

## **En el Capítulo 7**

### **Ganchos Estándar**

El término gancho estándar se usa en esta norma con uno de los siguientes significados:

Un doblez de 180° más una extensión de 4db (diámetros de barra), pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.

Un doblez de 90° más una extensión de 12db hasta el extremo de la barra.

Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:

- ✓ Para barras de 5/8" y menores de un doblez de 90° más una extensión de 6 db al extremo libre de la barra
- ✓ Para barras de ¾ hasta 1" inclusive, un doblez de 90° más una extensión de 12db, al extremo libre de la barra.
- ✓ Para barras de 1" y menores, un doblez de 135° más una extensión de 6db al extremo libre de la barra.

### **Diámetros Mínimos de Doblado**

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde 1/4" hasta 5/8", no debe ser menor que lo indicado en la tabla "diámetros interiores mínimos de doblado"

El diámetro interior de doblado en refuerzo electrosoldado de alambre (corrugado o liso) para estribos no debe ser menor que 4db.

### **Doblado**

Ningún refuerzo parcialmente embebido en el concreto puede ser doblado en la obra. Todo el refuerzo deberá doblarse en frío.

### **Condiciones de la Superficie de Refuerzo**

En el momento que es colocado en el concreto, el refuerzo debe estar libre de polvo u otros recubrimientos que reduzcan la adherencia.

### **Colocación del Refuerzo**

El refuerzo debe colocarse con precisión y estar adecuadamente asegurado antes de colocar el concreto para evitar su desplazamiento.

La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos del refuerzo debe ser de  $\pm 50$  mm, excepto en los extremos discontinuos de las ménsulas.

### **Límites del Espaciamiento del Refuerzo**

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db, pero no menor de 25 mm.

En elementos a compresión reforzado transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5 db ni de 40mm.

### **Paquetes de barras**

Los grupos de barras deben limitarse a un máximo de 4 barras por cada paquete. En las vigas, el diámetro máximo de las barras agrupadas en paquetes será de 13/8”.

### **Tendones y ductos de postensado**

El espaciamiento entre centros de los tendones en cada extremo de un elemento no debe ser menor que  $4d_b$  para torones o de  $5d_h$  para alambres.

### **Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo**

En este punto se habla sobre los recubrimientos mínimos que se debe de tener en cuenta en los aspectos de: Concreto construido en sitio (no preesforzado), concreto construido en sitio (preesforzado) y concreto prefabricado.

### **Detalles de Refuerzo para el Concreto**

Este punto nos habla sobre las barras dobladas por cambios de sección y sobre los núcleos de acero.

### **Conexiones**

En las conexiones de las columnas y las vigas de pórticos debe de disponerse de confinamiento para los empalmes de refuerzo.

### **Refuerzo Transversal para Elementos a Compresión**

En este punto nos indica que el refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión debe cumplir con lo establecido.

### Refuerzo transversal para elementos a Flexión

El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe de consistir en esfuerzos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo a flexión.

### Refuerzo de Retracción y temperatura

Este refuerzo deberá disponerse de acuerdo a lo indicado.

### Requisitos para la Integridad Estructural

La integridad total de una estructura se puede mejorar significativamente introduciendo algunos detalles adicionales al refuerzo. La intención es mejorar la redundancia y la ductilidad de las estructuras.

### En el Capítulo 8

El diseño de estructuras de concreto armado será por Resistencia.

Resistencia proporcionada  $\geq$  Resistencia Requerida

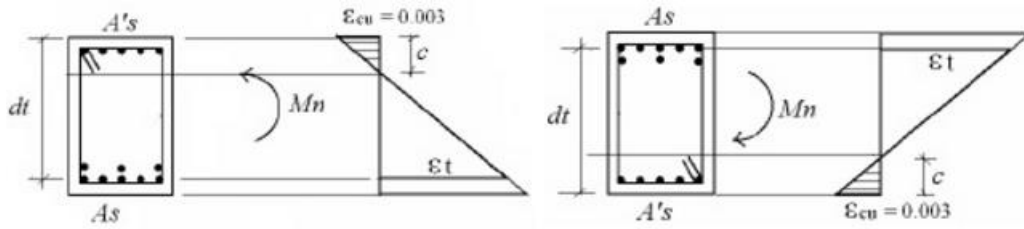
$$\phi R_n \geq R_u \text{ ----- (ec. - 05)}$$

Es necesario comprobar que las respuestas de la estructura (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

$$\%R = 20 \left( 1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \text{ ----- (ec. - 06)}$$

$$\%R = 20 \left( 1 - \frac{(A_s - A'_s)}{A_s * b} \right) \text{ ----- (ec - 07)}$$

$$\% R = 1,000 \epsilon_t \% \leq 20\% \text{ ----- (ec - 08)}$$



**Figura 4:** Deformación del acero  $\epsilon_t$  para flexión (+) y (-) en una sección rectangular

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-060.

Para efectuar el análisis estructural se requiere conocer el módulo de elasticidad, módulo de cortante del material, el área que soporta las cargas axiales, el momento de inercia de la sección transversal para la flexión y el área de cortante que resiste las fuerzas de corte para los diversos elementos estructurales del concreto, como son las vigas, columnas y placas.

**a. Módulo de Elasticidad:**

Este módulo E, está dado por la norma E-060 de las normas técnicas de edificación, el cual estipula que para concretos de peso normal se toma como:

$$E_c = (w_c)^{1.5} * 0.043 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \text{ ----- ec - 09}$$

**b. Módulo de Corte**

Cuando se considera que el concreto es un material isotrópico con un módulo de poisson de aproximadamente 0.2, implica que el módulo de corte: G, es

$$G = \frac{E_c}{2.3} \text{ ----- (ec - 10)}$$

### c. De las vigas

- **Area Axial;** en caso de considerar deformaciones axiales se puede asumir que la rigidez axial es aportada por toda la sección de la viga. En caso de vigas con alas o patines se puede tomar adicionalmente, a cada lado un ancho de los patines en 3 a 4 veces de su espesor o su ancho real efectivo, el que fuere menor.
- **Inercia para Flexión;** para la rigidez a flexión se puede tomar una inercia que varía entre el 50% a 80% de la inercia total, esto debido al agrietamiento que presenta la viga cuando está sometido a esfuerzo de flexión.

### d. De las columnas

- **Area axial;** para la rigidez axial se considera el 100% del área de la columnas.
- **Inercia para Flexión;** la inercia se considera el 100% de la sección bruta de la columna, esto debido a que las columnas se encuentran sometidas a grandes fuerzas de compresión.
- **Area Cortante;** en caso de considerar deformaciones por corte, se puede tomar una que corresponde a toda la sección transversal.

## En el Capítulo 9

### Parte 1. Requisitos Generales de Resistencia

El factor de carga tiene el propósito de brindar seguridad adecuada contra un aumento de las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, con el fin de asegurarse a la improbable falla. Los factores de carga se utilizan para cargas: muerta, viva, viento, sismo, presión lateral de tierra y fluidos; cuyos factores son distintos para los diversos tipos a combinar.

A continuación se indica las combinaciones o resistencia requerida (U) para cargas: muertas (CM), viva (CV), viento (CVi), Cargas de empuje lateral (CE) y sismo (CS), donde se deberá cumplir:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV \pm CVi)$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CVi$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

$$U = 0.9 CM + 1.7 CE$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL$$

Los coeficientes numéricos representan los factores de carga.

**Factor de Reducción por Resistencia**

La resistencia confiable se obtiene multiplicando el factor de reducción de la resistencia: Ø por la resistencia ideal, donde este factor depende del tipo de esfuerzo e importancia que presenta el elemento estructural, es decir:

$$U \leq \phi U_n \text{ ----- (ec-11)}$$

Donde: U=resistencia requerida (carga combinada)  
 Un=resistencia ideal o nominal  
 Ø=factor de reducción de la resistencia

El código ACI y RNE del Perú recomiendan los siguientes valores para los factores de reducción por resistencia:

|   |          |
|---|----------|
|   | <b>Ø</b> |
| – Flexión, con o sin tensión axial .....  | 0.90     |
| – Flexión, con compresión axial           |          |
| • Elementos con refuerzo en espiral ..... | 0.75     |



- Elementos con otro refuerzo transversal ..... 0.70  
     En caso de compresión axial pequeña, se puede  
     Aumentar linealmente  $\emptyset$  hasta el límite: 0.90, si la  
     Compresión axial tiende a cero.
- Cortante y/o torsión.....0.85

### Resistencia Mínima

Se fija la Resistencia mínima del Concreto con fines estructurales en 175 kg/cm<sup>2</sup> Concreto Estructural Simple 140 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 22)

Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21) 210 kg/cm<sup>2</sup>

Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21) 175 kg/cm<sup>2</sup>

### Resistencia Máxima

No se fija un valor máximo para  $f'c$ , salvo para elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21)  $f'c$  max = 550 kg/cm<sup>2</sup>

### Resistencia de Diseño para el Refuerzo de Acero

$f_y, f_{yt}$  max. 5,500 kg/cm<sup>2</sup>

Espirales  $f_{yt}$  max 7,000 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 10)

$f_y, f_{yt}$  max. Cortante 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 11)

$f_y, f_{yt}$  max. Torsion 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 11)

Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21) 4,200 kg/cm<sup>2</sup>

Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21) Se permiten mallas electrosoldadas.

### Resistencia Mínima

Se fija la Resistencia mínima del Concreto con fines estructurales en 175 kg/cm<sup>2</sup> Concreto Estructural Simple 140 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 22)

Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21) 210 kg/cm<sup>2</sup>

Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21) 175 kg/cm<sup>2</sup>

### **Resistencia Máxima**

No se fija un valor máximo para  $f'c$ , salvo para elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21)  $f'c$  max = 550 kg/cm<sup>2</sup>

### **Resistencia de Diseño para el Refuerzo de Acero**

$f_y, f_{yt}$  max. 5,500 kg/cm<sup>2</sup>

Espirales  $f_{yt}$  max 7,000 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 10)

$f_y, f_{yt}$  max. Cortante 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 11)

$f_y, f_{yt}$  max. Torsion 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (Cap. 11)

Elementos con responsabilidad sísmica (Cap. 21) 4,200 kg/cm<sup>2</sup>

Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (Cap. 21) Se permiten mallas electrosoldadas.

## **Parte 2: Requisitos Generales de Servicio Control de Deflexiones**

Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas.

Control de Deflexiones

Elementos Reforzados en una dirección (no preesforzados)

**Tabla 3: PERALTES O ESPESORES MINIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCION A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES.**

|   | Espesor o peralte mínimo, h  |                         |                          |                |
|---|--|-------------------------|--------------------------|----------------|
|   | Simplemente apoyados   | Con un extremo continuo | Ambos extremos continuos | En voladizo    |
| <b>Elementos</b>                              | <b>Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes</b> |                         |                          |                |
| <b>Losas macizas en una dirección</b>         | $\frac{l}{20}$   | $\frac{l}{24}$          | $\frac{l}{28}$           | $\frac{l}{10}$ |
| <b>Vigas o losas nervada en una dirección</b> | $\frac{l}{16}$   | $\frac{l}{18.5}$        | $\frac{l}{21}$           | $\frac{l}{8}$  |

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 2.2.5. RESUMEN DE LA NORMA E.030

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los Principios del Diseño Sismo resistente.

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

#### Concepción Estructural Sismo resistente

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos: rigideces.

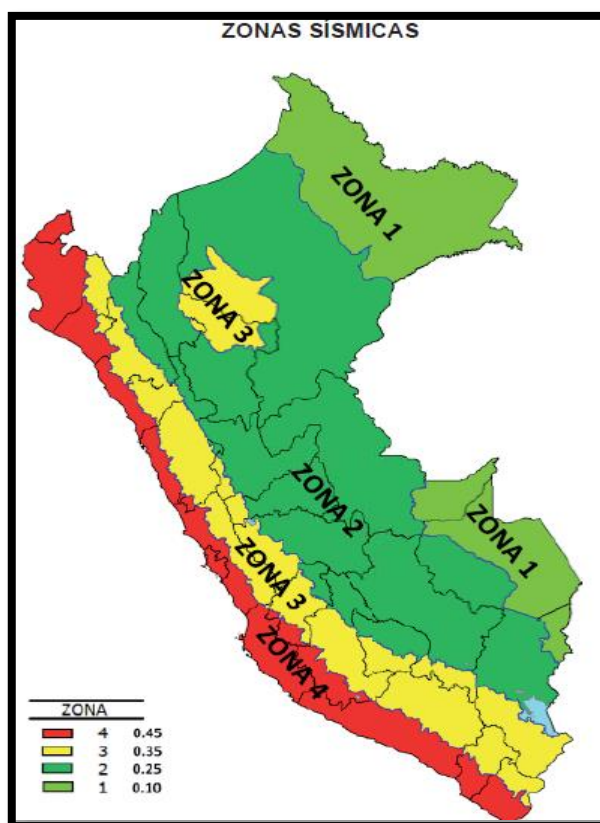
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.

- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructura rigurosa.

## En el capítulo 2: PELIGRO SÍSMICO

### Zonificación

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.



**Figura 5: Zonas Sísmicas**

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones. (E-030)

**Tabla 4: FACTORES DE ZONA "Z"**

| FACTORES DE ZONA "Z" |      |
|----------------------|------|
| ZONA                 | Z    |
| 4                    | 0.45 |
| 3                    | 0.35 |
| 2                    | 0.25 |
| 1                    | 0.10 |

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones. (E-030)

**Condiciones Geotécnicas****Perfiles de Suelo**

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $N_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ) para suelos cohesivos.

**Tabla 5: Clasificación de los perfiles del suelo**

| Perfil | $\bar{V}_s$                    | $\bar{N}_{60}$ | $\bar{S}_u$      |
|--------|--------------------------------|----------------|------------------|
| $S_0$  | > 1500 m/s                     | -              | -                |
| $S_1$  | 500 m/s a 1500 m/s             | > 50           | >100 kPa         |
| $S_2$  | 180 m/s a 500 m/s              | 15 a 50        | 50 kPa a 100 kPa |
| $S_3$  | < 180 m/s                      | < 15           | 25 kPa a 50 kPa  |
| $S_4$  | Clasificación basada en el EMS |                |                  |

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones. (E-030)

- a. Perfil Tipo  $S_0$ : Roca Dura
- b. Perfil Tipo  $S_1$ : Roca o Suelos Muy Rígidos
- c. Perfil Tipo  $S_2$ : Suelos Intermedios
- d. Perfil Tipo  $S_3$ : Suelos Blandos
- e. Perfil Tipo  $S_4$ : Condiciones Excepcionales

**Parámetros de Sitio (S, TP y TL)**

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describalas condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N° 6 y N° 7.

**Tabla 6: FACTORES DE SUELO “S”**

| FACTOR DE SUELO “S” |                |                |                |                |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| ZONA \ SUELO        | S <sub>0</sub> | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> |
| Z <sub>4</sub>      | 0,80           | 1,00           | 1,05           | 1,10           |
| Z <sub>3</sub>      | 0,80           | 1,00           | 1,15           | 1,20           |
| Z <sub>2</sub>      | 0,80           | 1,00           | 1,20           | 1,40           |
| Z <sub>1</sub>      | 0,80           | 1,00           | 1,60           | 2,00           |

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones

**Tabla 7: PERIODOS “Tp” Y “TL”**

|                    | PERÍODOS “Tp” Y “TL” |                |                |                |
|--------------------|----------------------|----------------|----------------|----------------|
|                    | Perfil de suelo      |                |                |                |
|                    | S <sub>0</sub>       | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> |
| T <sub>p</sub> (s) | 0,3                  | 0,4            | 0,6            | 1,0            |
| T <sub>L</sub> (s) | 3,0                  | 2,5            | 2,0            | 1,6            |

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones

**Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \text{ ----- (ec - 12)}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \text{ ----- (ec - 13)}$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 * \left(T_p * \frac{T_L}{T^2}\right) \text{ ----- (ec - 14)}$$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

**En el capítulo 3.**

**Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones**

**Tabla 8: CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”**

| CATEGORIA                | DESCRIPCION  | FACTOR U   |
|--------------------------|--|------------|
| A                        | A1: Establecimiento de salud del sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.   | Ver nota 1 |
|                          | <p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <p>Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</p> <p>Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado.</p> | 1,5        |
| Edificaciones Esenciales |  |            |

**Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones**

**Nota 1:** Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico.

Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de  $U$  será como mínimo 1,5.

**Nota 2:** En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

## **Sistemas Estructurales**

### **Estructuras de Concreto Armado**

**Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos

**Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

**Dual.** La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad.



## **Estructuras de Acero**

### **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas.

### **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

### **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**

Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

### **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

### **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

### **Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

## **Estructuras de Albañilería**

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

### **Estructuras de Madera**

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

### **Estructuras de Tierra**

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

### **Categoría y Sistemas Estructurales**

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 8 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 9.

### **Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 9. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente  $R_0$  que corresponda.

**Tabla 9: SISTEMAS ESTRUCTURALES**

| <b>Sistemas Estructurales</b>                           |   |
|---|---|
| <b>Sistema Estructural</b>                              | <b>Coficiente Basico de Reduccion Ro(*)</b> |
| <b>Acero:</b>   |   |
| Pórticos especiales Resistentes a Momentos (SMF)        | 8   |
| Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)       | 7   |
| Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)        | 6   |
| Pórticos especiales Concéntricamente arriostrados(SCBF) | 8   |
| Pórticos Ordinarios Concéntricamente arriostrados(OCBF) | 6   |
| Pórticos Excéntricamente arriostrados(EBF)              | 8   |
| <b>concreto Armado:</b>                                 |   |
| Pórticos  | 8   |
| Dual  | 7   |
| De muros estructurales                                  | 6   |
| Muros de ductilidad limitada                            | 4   |
| Albañilería Armada o Confinada.                         | 3   |
| Madera (Por esfuerzos admisibles)                       | 7   |

**Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones.**

### Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente  $R$  de reducción de fuerzas sísmicas.

**Estructuras Regulares** son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 10 y N° 11.

En estos casos, el factor  $l_a$  o  $l_p$  será igual a 1,0.

**Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 10 y N° 11.

**Factores de Irregularidad (la , lp )**

El factor la se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor lp se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis. Si al aplicar las Tablas N° 10 y 11 se obtuvieran valores distintos de los factores la o lp para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

**Tabla 10: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA**

| Tabla N° 8   | Factor de Irregularidad <i>la</i> |
|--|-----------------------------------|
| <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>   |                                   |
| <b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b><br>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.<br><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b><br>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.   | <b>0.75</b>                       |
| <b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N°10)</b><br>Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso(deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.<br><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b><br>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior. | <b>0.50</b>                       |
| <b>Irregularidad de Masa o Peso</b><br>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.  | <b>0.90</b>                       |
| <b>Irregularidad Geométrica Vertical</b><br>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.   | <b>0.90</b>                       |
| <b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b><br>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.   | <b>0.80</b>                       |
| <b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b><br>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.   | <b>0.60</b>                       |

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

**Tabla 11: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA**

| Tabla N° 9<br>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA  | Factor de Irregularidad <i>I<sub>p</sub></i> |
|--|--|
| <p><b>Irregularidad Torsional</b><br/>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (□□□), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (□□□).</p>                                   | 0.75   |
| <p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b><br/>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (□□□), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (□□□).</p> | 0.60   |
| <p><b>Esquinas Entrantes</b><br/>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>   | 0.90   |
| <p><b>Discontinuidad del Diafragma</b><br/>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p>   | 0.85   |
| <p><b>Sistemas no Paralelos</b><br/>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>   | 0.90   |

**Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones**

### Restricciones a la Irregularidad

#### Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 12.

**Tabla 12: CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES**

| CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES |          |   |
|--|----------|---|
| Categoría de la edificación                  | Zona     | Restricciones   |
| A1 y A2                                      | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades  |
|  | 1        | No se permiten irregularidades extremas   |
| B  | 4, 3 y 2 | No se permiten irregularidades extremas   |
|  | 1        | Sin restricciones   |
| C  | 4 y 3    | No se permiten irregularidades extremas   |
|  | 2        | No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total |
|  | 1        | Sin restricciones   |

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

### Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior. En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación.

### Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, $R$

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  obtenidos de las Tablas N° 10 y N° 11.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \text{ ----- (ec - 15)}$$

### Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre

y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible).

## **CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

### **Consideraciones Generales para el Análisis**

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes.

### **Modelos para el Análisis**

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

### **Estimación del Peso ( $P$ )**

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

**Procedimientos de Análisis Sísmico**

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

**Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes**

**Fuerza Cortante en la Base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \text{ ----- (ec - 16)}$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \text{ ----- (ec - 17)}$$

**Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel *i*, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \text{ ----- (ec - 18)}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j} \text{ ----- (ec - 19)}$$

Donde *n* es el número de pisos del edificio, *k* es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración



de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para  $T$  menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- b) Para  $T$  mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

### Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \text{-----}(ec - 20)$$

Donde:

$CT = 35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$CT = 45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$CT = 60$  Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

### Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i - - - - - (ec - 21)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

### Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a  $2/3 Z \cdot U \cdot S$ . En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

### **Análisis Dinámico Modal Espectral**

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

### **Modos de Vibración**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

### **Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \text{ ----- (ec - 22)}$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

### **Criterios de Combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

### **Fuerza Cortante Mínima**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral

4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

### **Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

## **CAPÍTULO 5**

### **REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD**

#### **Determinación de Desplazamientos Laterales**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

#### **Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 13.

**Tabla 13: LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO**

| <b>LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO</b>               |                                       |
|---|---------------------------------------|
| <b>Material Predominante</b>                                  | <b>(<math>\Delta_i/h_{ei}</math>)</b> |
| Concreto Armado   | 0.007                                 |
| Acero   | 0.010                                 |
| albañilería   | 0.005                                 |
| Madera  | 0.010                                 |
| Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada | 0.005                                 |

**Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.**

### **Separación entre Edificios (s)**

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los  $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006 * h \geq 0.03m \text{ --- (ec - 23)}$$

### **Redundancia**

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

### **Verificación de Resistencia Última**

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

## **2.3. MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL**

### **2.3.1. CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN**

La concepción sismoresistente de una estructura es quizás la más importante, porque de ella depende el éxito del diseño. Es la parte creativa del diseño, se decide en ella una estructura en función a sus cualidades en la que la intuición profesional juega un papel predominante. En tal sentido la culminación del proceso creativo es el resultado de síntesis de muchas consideraciones en las que se deciden las principales características de la estructura: su forma, ubicación y distribución de sus elementos resistentes y su dimensionamiento

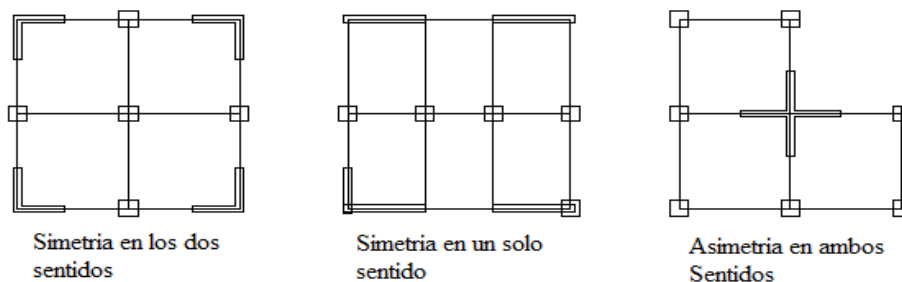
**“En general, el objetivo de los códigos es que un temblor de moderada intensidad no produzca daño estructural y que un fuerte temblor no produzca el derrumbamiento de la estructura”.** (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2004)

Los principales criterios que deben prevalecer en la concepción de una estructura sismo-resistente se pueden resumir en los siguientes.

#### **2.1.1.1. SIMETRÍA Y CONTINUIDAD**

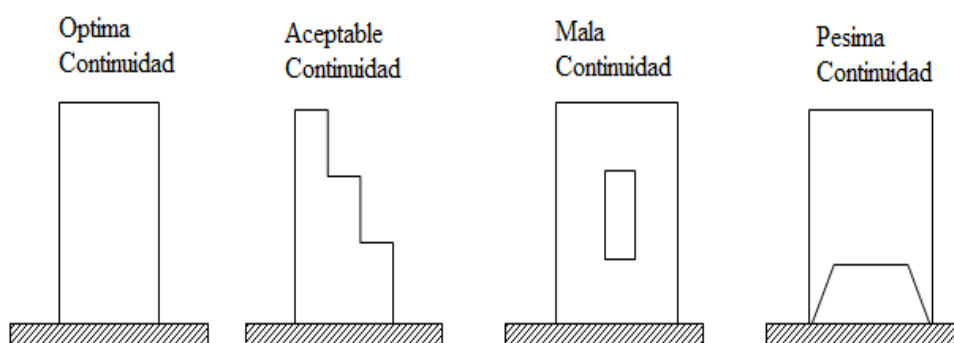
Se ha visto que las estructuras simétricas y continuas se comportan mejor a solicitaciones sísmicas, ello por su buena concepción en la etapa de diseño. La estructura con estas características es fácil de predecir su comportamiento durante un movimiento sísmico, y por tanto también corregir deficiencias. (Blanco Blasco, 1994)

La asimetría tiende a producir excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez ocasionando torsión que son difíciles de evaluar. En efecto se deben evitar no solamente formas irregulares (en forma de L, T, U, V, H) sino también la distribución asimétrica de los elementos estructurales, tales como un muro de corte en un lado del edificio y en otro un pórtico, que aumentan los efectos de torsión que son destructivos en muchos casos. En la fig. 7, se muestra algunos casos en la que se ha tratado de mantener la simetría de los elementos estructurales, pero la forma en planta del edificio no se puede.



**Figura 6:** Simetrías y asimetrías

La continuidad de una estructura en elevación evita concentraciones de esfuerzos, y por ello que se forma rotulas plásticas tempranamente en los elementos estructurales verticales. La formación de rotulas plásticas en los elementos verticales (columna, placas) hacen que la falla del edificio sea frágil y violenta por ello no deseable. En la fig. 8, se muestra algunos casos frecuentes de esta consideración.



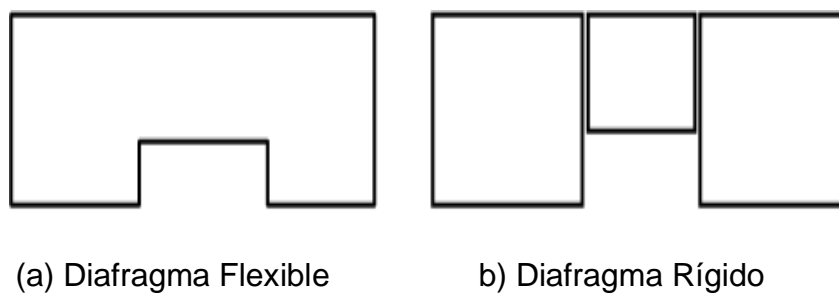
**Figura 7:** Continuidad en elevación

**2.1.1.2. DIAFRAGMA RÍGIDO**

En el análisis dinámico de edificios es habitual considerar la existencia de un diafragma rígido proporcionado por la losa. En este contexto se debe verificar esta hipótesis. Las losas con grandes aberturas y

muy alargadas en planta debilitan la rigidez produciendo un comportamiento diferente al de un diafragma rígido.

Una solución a estos problemas es mantener la continuidad en planta y en el caso de ser muy largas separar el edificio en dos o más secciones mediante juntas sísmicas. En la fig. 9, tenemos un caso de diafragma flexible y la solución para convertirlo en varios diafragmas rígidos.



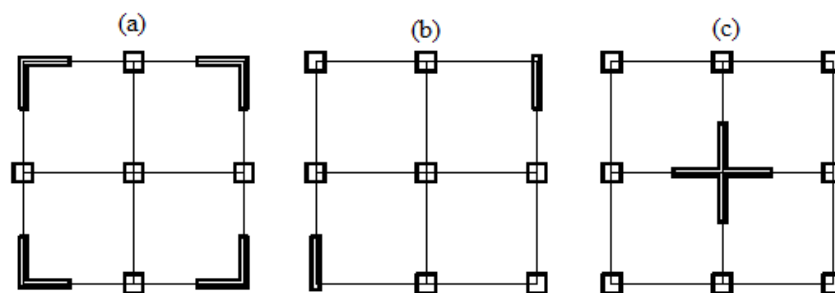
(a) Diafragma Flexible

(b) Diafragma Rígido

**Figura 8:** Distribución de la Edificación

Es importante para prever algún efecto torsional causado por lo aleatorio y multidireccional del movimiento sísmico y por las inevitables asimetría de cargas, que el diafragma rígido tenga buena competencia torsional, ello se consigue ubicando adecuadamente las placas en planta, cuando más alejadas estén del centro de masa dotaran de mayor rigidez torsional. En la siguiente figura se muestran estructuras simétricas pero con diferente capacidad torsional





**Figura 9:** Estructuras simétricas con diferente capacidad torsional

a) Buena capacidad torsional

b) Regular capacidad.

c) Mala capacidad torsional

### 2.1.1.3. RIGIDEZ LATERAL

Otro aspecto importante en la concepción estructural, es la deformación del edificio durante un sismo. La excesiva deformación produce a parte del pánico, en la gente, daños destructivos en los elementos no estructurales (tabiques, vidrios, parapetos, etc.), lo que frecuentemente producen más víctimas. En tal sentido es necesario proporcionar elementos estructurales con buena rigidez lateral, sin perjudicar la ductilidad de los mismos.

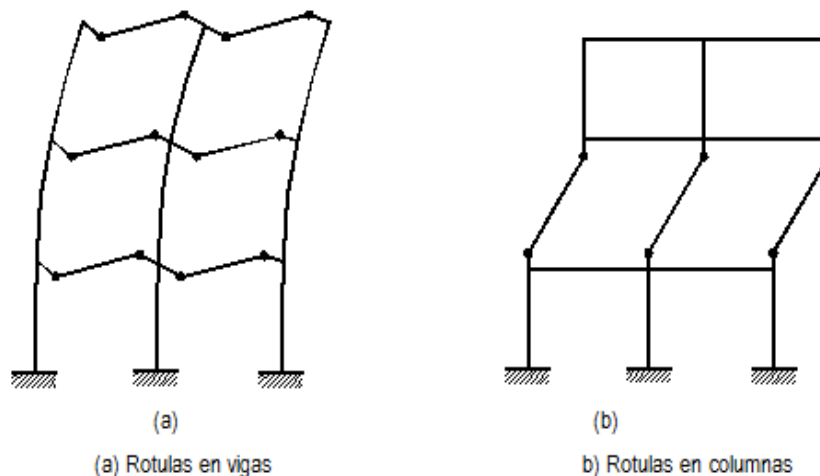
En este contexto la inclusión de muros de corte en estructuras aporricadas es lo más indicado, de tal forma se consigue que los muros limiten las deformaciones y los pórticos proporcionen la ductilidad deseada, que es importante como un mecanismo de disipación de energía sísmica. (Blanco Blasco, 1994)

### 2.1.1.4. DUCTILIDAD

La ductilidad es aquel mecanismo que ingresa a una etapa plástica, sin llegar a la falla. La energía sísmica se transforma en energía de deformación, esta se conserva en la etapa elástica, cuando ingresamos a la etapa plástica

parte de esta energía se disipa por el trabajo realizado en las deformaciones permanentes, disminuyendo los esfuerzos en elementos que aún no han entrado a la etapa plástica. Por esta razón se le confiere a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, absorbiendo el saldo con una adecuada ductilidad. Lo que también disminuye los costos.

La concepción de estructuras aporricadas debe ser tal que la formación de rotulas plásticas no produzcan inestabilidad. Ello se consigue con un *alto grado de hiperestaticidad y ubicación de las rotulas*. Las estructuras con un elevado grado de hiperestaticidad nos dan un mayor margen de formación de rotulas plásticas, con ellas mayor disipación de energía sísmica sin perder estabilidad tratando siempre que estas se produzcan primero en las vigas.



**Figura 10:** Rotulas Plásticas en Vigas y Columnas

Por esta razón las normas de diseño sismo-resistente exigen el cumplimiento de muchos requisitos. Por ejemplo para evitar que rotulas plásticas se formen en columnas antes que en vigas, la suma de momentos resistentes en columnas, deben ser mayor a la suma de

momentos resistentes en vigas que concurren al mismo nudo y están en un mismo plano. También prever que la falla sea antes por la flexión que por otro efecto (corte, torsión, compresión), debe garantizarse en este caso que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto. Considera zonas de confinamiento así como en nudos, en partes de esfuerzos altos, longitudes de anclajes, de desarrollo, de empalmes, etc. (Blanco Blasco, 1994)

### **2.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA**

Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño. Existen muchos criterios para redimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros. Pero finalmente la experiencia prima en la elección de algunos criterios. Los criterios que asumiremos en adelante serán tratando de cumplir los requerimientos del R.N.E., E-060.

#### **2.3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA**

Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o metálicas (cajones) con el fin de reducir el peso de la estructura, y el acero en barras concentrado en puntos llamados nervios. Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas aligeradas son aquella que forman vacíos en un patrón rectilíneo que aligera la carga muerta, debido al peso propio. Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen del concreto con respecto a una losa maciza.

Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitir las a las vigas, también tienen la función de diafragma rígido que conecta los elementos estructurales garantizando un desplazamiento compatible.

Se ha escogido el sistema de losa aligerada unidireccional, ya que es un sistema común en nuestro país por su menor peso y porque los ladrillos entre viguetas proporcionan acústica, aislamiento, además facilita las instalaciones eléctricas y sanitarias. Los ladrillos encofran a las viguetas de concreto armado, éstas se dispondrán en el sentido de menor longitud del ambiente.

Resultan económicas hasta luces de aproximadamente 6-7 metros; para luces mayores se recomienda usar losas nervadas.

**Tabla 14:** *Peso del Aligerado según espesor  $t$ (cm)*

| <b>Losa <math>h =</math> cm.</b> | <b>Peso de losa <math>kg/m^2</math></b> |
|----------------------------------|---|
| <b>17</b>                        | <b>280</b>                              |
| <b>20</b>                        | <b>300</b>                              |
| <b>25</b>                        | <b>350</b>                              |
| <b>30</b>                        | <b>420</b>                              |

**Fuente:** curso de Resistencia de Materiales UNA-Puno.

Para el dimensionamiento de los peraltes de las losas se considera los siguientes criterios.

**1er criterio:**

La norma peruana de concreto armado (E-060) especifica dimensiones para evitar el cálculo de deflexiones. (Ver predimensionamiento de losas aligeradas en la Memoria de Cálculo de predimensionamiento).

Donde “h” es la altura o espesor total de la losa aligerada y por lo tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cm respectivamente. Estos criterios son válidos para aligerados armados en una dirección en donde la sobrecarga máxima esté en el orden de 300 a 350 Kg/m<sup>2</sup>

Usar:



$$h = \frac{l}{25} \text{ ----- (ec - 24)}$$

**2do criterio:**

Considerando la Sobrecarga que actúa sobre la losa:

|                        |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| S/C: kg/m <sup>2</sup> | 150  | 200  | 250  | 300  | 350  | 400  | 450  | 500  |
| Peralte “h”            | L/30 | L/28 | L/26 | L/24 | L/22 | L/21 | L/20 | L/19 |

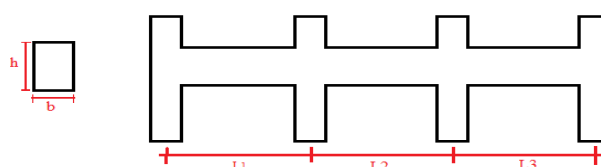
**2.3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS**

Los dimensionamientos realizados para este proyecto cumplen con las recomendaciones de deflexiones establecidas en la norma E-060 también señala que para elementos resistentes a fuerzas de sismo el peralte efectivo debe ser menor o igual a un cuarto de la luz libre.

Para el ancho de la viga la norma E-060 indica que debe ser como mínimo 0.25m y que la relación ancho a peralte de las vigas no deberán ser mayor igual que 0.3, en caso se trate de vigas que formen parte de pórticos o elementos sismo resistentes. Es recomendable no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar mayor momento inercial a la viga.

Existen muchos criterios para pre-dimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros. Pero finalmente la experiencia primara en la elección de algunos criterios y por qué no en la elaboración de otros propios. Los criterios que asumiremos en adelante serán tratando de cumplir los requerimientos del R.N.E., específicamente en la norma E-060.

Esta referida a fijar preliminarmente las dimensiones de la viga (bxh), (Ancho x Peralte) con estos datos preliminares podría conocerse el peso propio para realizar el metrado de cargas. El ACI (Instituto Americano de Concreto), propone el siguiente criterio de pre-dimensionamiento que está en función de la longitud mas critica de la viga entre columnas.



$$L_n = \{ \text{luz mas critica, la mayor de } l_1, l_2, l_3 \}$$

**a) VIGAS PRINCIPALES**

**Peralte de viga:**

$$h = \frac{L_n}{4 \sqrt{W_u}} \text{-----} (ec - 25)$$

Donde: Ln: Luz libre de vigas

$$W_u = 1.4WD + 1.7WL \text{-----} (ec - 26)$$

$$\alpha = \frac{4}{\sqrt{W_u}} \text{-----} (ec - 27)$$

**Tabla 15: sobrecarga para  $\alpha$**

| S/C kg/m <sup>2</sup> | $\alpha$ (Alfa) |
|-----------------------|-----------------|
| 200                   | 12              |
| 300                   | 11              |
| 500                   | 10              |
| 750                   | 9               |
| 1000                  | 8               |

Fuente: Curso de Resistencia de Materiales.

Donde el peralte será:

$$h = \frac{L}{\alpha} \text{-----} (ec - 28)$$

El ancho de la viga se define según los siguientes criterios:

**Ancho de viga:**

Primer Criterio:

$$b = \frac{BT}{20} \text{-----} (ec - 29)$$

Donde:

$$B'T = BT + \text{Badicional} \text{-----} (ec - 30)$$

BT: Ancho tributario

$$B_{adicional} = \frac{\text{Peso de muro}}{WD+WL} \text{ --- (ec - 31)}$$

$$b = \frac{2}{3}h \text{ --- (ec - 32)}$$

$$b = \frac{h}{2} \text{ --- (ec - 33)}$$

Donde b como mínimo deberá ser 0.25 m.

**b) VIGAS SECUNDARIAS**

*Tabla 16: Sobrecarga para β*

| S/C kg/m2 | β (Beta) |
|-----------|----------|
| 250       | 13       |
| 400       | 12       |
| 500       | 11       |
| 750       | 10       |
| 1000      | 9        |

Fuente: Curso de Resistencia de Materiales UNA-Puno.

Donde el peralte será:

$$h = \frac{L}{\beta} \text{ --- (ec - 34)}$$

El ancho de la viga se define según los siguiente criterios:

$$b = \frac{h}{2} \text{ --- (ec - 35)}$$

Donde: b como mínimo deberá ser 0.25 m.

**2.3.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

La columna es el elemento estructural vertical empleado para sostener la carga de la edificación. Las columnas son elementos sometidos a flexo - compresión y cortante.



Los criterios para Predimensionar columnas, están basados en su comportamiento, flexo-compresión, tratando de evaluar cuál de los dos es el más crítico en el dimensionamiento. Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, donde la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlada por los muros, se recomiendan las siguientes dimensiones.

a) Para columnas centrales.

$$A_c = \frac{P_{(SERVICIO)}}{0.45 * f'_c} \text{-----} (ec - 36)$$

b) Para columnas exteriores o esquineras:

$$A_c = \frac{P_{(SERVICIO)}}{0.35 * f'_c} \text{-----} (ec - 37)$$

c) Para columnas centrales.

$$A_c = \frac{P_{(SERVICIO)}}{0.45 * f'_c} \text{-----} (ec - 38)$$

d) Para columnas exteriores o esquineras:

$$A_c = \frac{P_{(SERVICIO)}}{0.35 * f'_c} \text{-----} (ec - 39)$$

- Tipo de Columna
- Resistencia a la compresión del Concreto (f'c)
- Área Tributaria de la Columna

El área de concreto esta definido por la siguiente expresión matemática:

$$b * t = \frac{K * P_g}{n * f'_c} \text{-----} (ec - 40)$$

Donde:

Ac = Área de Concreto (b= ancho, t=peralte A=bxt)

Pg = Carga Total que soporta la columna.

n = Parámetro que está en función del tipo de columna (Tabla 17)

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

**Tabla 17:** *Parámetros de pre dimensionamiento de Columnas*

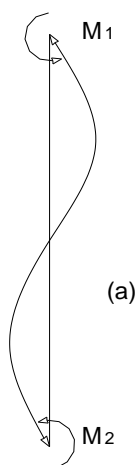
|         |  |                        |
|---------|--|------------------------|
| Tipo C1 | Columna interior<br>N < 3 pisos          | P = 1.10PG<br>n = 0.30 |
| Tipo C2 | Columna interior<br>N > 4 pisos          | P = 1.10PG<br>n = 0.25 |
| Tipo C3 | Columnas Extremas de pórticos interiores | P = 1.25PG<br>n = 0.25 |
| Tipo C4 | Columna de Esquina                       | P = 1.50PG<br>n = 0.20 |

Fuente: curso de Resistencia de Materiales UNA-Puno.

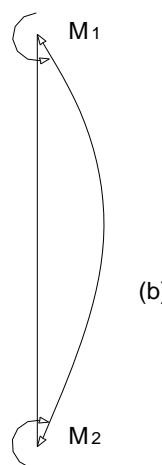
La norma E-060 nos da unos requisitos para despreciar los efectos locales por esbeltez. Tratando de tener en cuenta esta consideración dará mayor consistencia a nuestro predimensionamiento.

Para despreciar los efectos locales por esbeltez debe cumplir:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \text{-----}(ec - 41)$$



(a)



(b)

(a) Curvatura doble      b) Curvatura simple

El caso más crítico es el de simple curvatura, cuando  $M_1=M_2$ , en ese caso la expresión se transforma en:

$$\frac{L_n}{r} < 22 \text{ --- (ec - 42)}$$

Dónde: "r" es radio de giro,

$$r = \sqrt{\left(\frac{I_c}{A_c}\right)}$$

para una sección rectangular  $r=0.30t$

(t=lado de la sección de la columna a analizar).

### 2.3.3. METRADOS DE CARGAS

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no causarán esfuerzos que excedan los admisibles señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica. En ningún caso las cargas asumidas serán menores que los valores establecidos en esta norma.

El metrado de cargas es cuantificar las cargas que pueden presentarse durante la vida útil de una estructura. Esto puede requerir a menudo una recolección de datos en el lugar en que se ubicará la estructura, como registros climáticos que cuantifiquen el viento, temperatura y las lluvias. Este tipo de información, junto con los requisitos del reglamento de diseño, forman la base a partir del cual se puede iniciar el metrado de carga.

En general, las cargas más usuales son: cargas muertas, cargas vivas de piso, cargas debido a viento, debidas al cambio de temperatura y cargas sísmicas.

### 2.3.3.1. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas se determinan del cálculo directo del peso de todos los componentes estructurales y de elementos no estructurales cuya posición no se modificara durante la vida útil de la edificación. La norma E-020 del R.N.E. nos proporciona algunos pesos unitarios para calcular la carga muerta, en nuestro caso tenemos:

**Tabla 18:** *Peso Específico de los materiales*

| MATERIALES                    | P.E.                    |
|-------------------------------|-------------------------|
| Ladrillo hueco (h=15 cm)      | 10 kg/und               |
| Concreto armado               | 2400 kg/m <sup>3</sup>  |
| Muro de albañilería hueca     | 1350 kg/m <sup>3</sup>  |
| Mortero de cemento            | 2000 kg/m <sup>3</sup>  |
| Piso terminado (pt)           | 100 kg/m <sup>2</sup>   |
| Peso específico del terreno   | 1800 kg/m <sup>3</sup>  |
| Losa maciza (h=15 cm) + pt    | 375 kg/m <sup>2</sup>   |
| Losa maciza (h=17.50 cm) + pt | 437.5 kg/m <sup>2</sup> |
| Losa aligerada (h=20 cm)      | 300 kg/m <sup>2</sup>   |
| Albañilería de Adobe          | 1600 kg/m <sup>2</sup>  |
| Albañilería Ladrillo Solido   | 1800 kg/m <sup>2</sup>  |
| Albañilería Ladrillo Hueco    | 1350 kg/m <sup>2</sup>  |
| Enlucidos de Cemento          | 2000 kg/m <sup>3</sup>  |
| Enlucidos de Yeso             | 1000 kg/m <sup>3</sup>  |

Fuente: Apaza (2012)

### 2.3.3.2. CARGAS VIVAS DE PISO O USO.

La carga de piso que se va a aplicar a un área determinada de una edificación depende de su pretendida utilización u ocupación. Estas cargas se deben a los seres humanos, al equipo, al almacenamiento en general, a los automóviles, etc., debido a que estas cargas son de naturaleza aleatoria, no hay una forma precisa para aplicar las cargas reales a un área dada. Por esa razón se especifican como cargas distribuidas uniformemente en el

área. Cabe indicar que estas cargas son extremadamente conservadoras debido a la incertidumbre acerca de cómo pudieran distribuirse las cargas reales. La norma E020 nos da cargas distribuidas para distintos tipos de ocupación o uso, en nuestro caso tenemos la siguiente tabla:

**Tabla 19:** *Uso de la edificación (RNE)*

| OCUPACION O USO             | CARGAS REPARTIDAS KPa (kgf/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|---|
| <b>Centros de Educación</b> |   |
| Aulas                       | 2,5 (250)                                   |
| Talleres                    | 3,5 (350) Ver 6.4                           |
| Auditorios, gimnasios, etc. | De acuerdo a lugares de asambleas           |
| Laboratorios                | 3,0 (300) Ver 6.4                           |
| Corredores y escaleras      | 4,0 (400)                                   |

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 2.3.3.3. CARGAS VIVAS DE VIENTO Y SISMO

Las cargas de viento se determinan de acuerdo a la presión del mismo, suele admitirse que dicha presión es uniforme en todos los lados del edificio, y tal efecto puede provenir de cualquier dirección. Sin embargo, es importante señalar que la distribución de la presión real es compleja a causa de los cambios bruscos de la dirección del viento. La norma E-020 del R.N.E., nos da una forma de evaluar estas presiones de acuerdo al tipo de edificación, según las formulas siguientes:

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22} \text{ --- (ec - 44)}$$

Donde:

V<sub>h</sub> = Velocidad de diseño en la altura h, en km/h

V = Velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h

$h$  = Altura sobre el terreno en metros.

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2 \text{ --- (ec - 45)}$$

$P_h$  = Presión ejercida por el viento;

$c$ =factor de forma adimensional (tabla 2)

#### 2.3.4. ANALISIS SISMICO

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, donde los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas son parámetros que condicionan en gran medida los proyectos de edificaciones. La Norma E.030 (2014) establece un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier tipo de edificio y un método estático para edificios regulares y de baja altura, en ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo  $V_{\min}$  con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones, por eso en la parte final del análisis comparamos los cortantes obtenidos de ambos métodos a fin de cumplir con los mínimos establecidos.

El análisis sísmico se realizó según el procedimiento de superposición modal espectral.

Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos que se describen líneas abajo.

Los elementos estructurales verticales tienen una carga axial menor que:

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g \text{ --- (ec - 46)}$$

Por lo cual, sus características se asemejan más a un Muro Estructural que de Columna.

El objetivo del diseño sismo-resistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales.

El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil. Esta deberá ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas.

#### **2.3.4.1 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS**

Para modelar el edificio, con el método de los pórticos planos, y hacer el análisis sísmico del mismo con el programa Etabs (versión 16.0.2), se siguieron los siguientes pasos que a continuación se mencionarán:

- Se definió la ubicación de los pórticos a modelar del edificio.
- Se definieron las propiedades del concreto empleado, el cual fue de una resistencia a la compresión ( $f_c$ ) de 210

Kg/cm<sup>2</sup>. El módulo de elasticidad ( $E_c$ ) correspondiente a este concreto se obtuvo de la fórmula siguiente:

$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$ , con lo que se obtuvo:

$$E_c = 217370.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

El módulo de Poisson ( $\nu$ ) tomado fue de:  $\nu = 0.15$

- Se definieron en el programa las secciones de columnas y vigas a utilizarse; es decir, se definieron sus dimensiones, área, constante torsional, momentos de inercia y áreas de corte.
- Definido lo anterior, se procedió al armado de cada pórtico.
- Se modeló la cimentación como empotrada.
- Se asignaron brazos rígidos a las vigas.
- Se calculó el área techada de cada nivel del edificio y para cada una de ellas se halló las inercias en cada dirección y la ubicación de su centroide.
- Se realizó un metrado de cargas muertas y cargas vivas en cada nivel del edificio y se consideró, para efectos sísmicos, un 50 % de la carga viva actuante. Conocido el peso actuante ( $CM + 0.50 CV$ ) en cada nivel, se dividió entre el valor de la gravedad y se obtuvo la masa, la cual fue asignada al centroide de cada nivel.

También se asignó (en el centroide) la inercia rotacional correspondiente a cada nivel, la cual se halló con la siguiente fórmula:



Inercia Rotacional =  $\frac{Area}{Masa} \times (I_x I_y)$ , donde  $I_x$  es la inercia en la dirección X e  $I_y$  es la de la dirección Y.

- Se asignaron diafragmas rígidos a los diferentes niveles del edificio.

Se restringieron los movimientos de cada centroide. Sólo se les permitió desplazarse en la dirección X e Y, y rotar alrededor de la dirección Z (dirección vertical).

- Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección, mediante la siguiente fórmula (ec-22), cuyos componentes definiremos posteriormente:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

- El objetivo de asignar aceleraciones al modelo es que, como ya se tienen masas asignadas en los centroides, se obtengan fuerzas en la estructura, ya que como se sabe: Fuerza = Masa x aceleración
- Finalmente se analizó la estructura en 3 dimensiones con un amortiguamiento de 5 % y con una combinación modal CQC (Combinación Cuadrática Completa). Esta combinación es aceptada por la Norma Peruana Sismorresistente.

Los componentes de la fórmula de la aceleración espectral fueron obtenidos de la Norma Peruana Sismorresistente E.030, y a continuación, se detalla cómo se obtuvo cada uno de ellos:

De la Tabla N°1, se obtuvo que el factor de zona (Z) correspondiente, interpretado como la aceleración máxima

del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, era de 0.25 debido a que el edificio esta pertenece a la zona 2.

En el acápite 2.3, que habla sobre las condiciones geotécnicas, se vio que el tipo de suelo en la cimentación del edificio pertenecía al Perfil Tipo S2 (suelos con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3), con lo que de la Tabla N°3 (Parámetros de Suelo) se obtuvo que el  $T_p = 0.6$  y el  $S = 1.2$ , donde  $T_p$  es el período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo y el  $S$  es el factor de suelo.

Del acápite 2.5, que habla del factor de amplificación sísmica ( $C$ ), se tomó la siguiente fórmula (ec-12):

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

En el acápite 3.1, que habla sobre las categorías de las edificaciones, se vio que la estructura pertenecía al grupo A, de las edificaciones esenciales, por lo que el factor de uso ( $U$ ) que le correspondía era:  $U = 1.5$

#### 2.3.4.2 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R

Dada la baja probabilidad de ocurrencia de las máximas fuerzas sísmicas (10% de probabilidad de ser excedida en 50 años de exposición), proveer una resistencia elevada es injustificable y oneroso por esta razón el RNE E-030 permiten reducir la resistencia lateral de las estructuras respecto de la máxima sollicitación mediante el factor  $R$ . Para el análisis de la edificación en el estado actual se ha considerado un sistema de Pórtico Mixto, para la dirección X un coeficiente de  $R = 8$ , por ser sistema de Pórticos y para la dirección Y un coeficiente de

$R = 3$ , para un sistema de Pórticos con Albañilería Confinada (ec-15).

$$R = R_o * I_a * I_p$$

### 2.3.4.3 ANALISIS SISMICO ESTATICO

En el acápite 4.5 del RNE se especifica que podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructura regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. El análisis estático requiere de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los pisos, en dos direcciones ortogonales (ec-16).

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

El valor de  $C/R$  no deberá considerarse menor que (ec-17):

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Se considerara como una fracción del peso igual a  
 **$\frac{2}{3} Z*U*S$**

#### 2.3.4.4 ANALISIS SISMICO DINAMICO

El análisis dinámico se hizo considerando que la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal definido en la RNE E-030 por la (ec-22):

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} *g$$

La mínima fuerza cortante en la base para cada dirección será como mínimo el 80% de la fuerza cortante estática si es regular y no menor de 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con el mínimo establecido, esto se logrará escalando proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

Junta de separación sísmica: esta distancia no será menor a los  $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes, ni menor que:

$$s = 3 + 0.004 (h - 500) \text{ y } s > 3 \text{ cm}$$

La estructura ha sido modelada bajo las cargas de sismo mediante el programa Etabs (versión 16.0.2), en el cual ingresamos las dimensiones de los elementos predimensionados, las propiedades de los elementos, las cargas consideradas, las cargas y los parámetros sísmicos.

## 2.3.5. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

### 2.3.5.1. PRINCIPIO DE DISEÑO

El principio de diseño indicado por la Norma de Concreto E-060 es el “Método por Resistencia”, también llamado “Método de Rotura”.

El método de diseño a la rotura, requiere que las cargas aplicadas a la estructura sean incrementadas mediante factores de amplificación, y las resistencias nominales sean reducidas por factores de reducción de resistencia ( $\emptyset$ ).

$$\emptyset Ru \geq \sum Ui x Si \text{ ----- (ec - 47)}$$

Dónde:

$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia

Ru: Resistencia nominal del elemento

Ui: Factor de amplificación de cargas

Si: Carga aplicada a la estructura

El RNE E-060 indica que la resistencia requerida (U), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \text{ ----- (ec - 48)}$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \text{ ----- (ec - 49)}$$

$$U = 0.9 CM \pm CS \text{ ----- (ec - 50)}$$

Así mismo, la RNE E-060 indica que el factor de reducción de resistencia  $\emptyset$  deberá ser:

- Para flexión sin carga axial  $\emptyset = 0.90$
- Para flexión con carga axial de tracción  $\emptyset = 0.90$

Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral  $\varnothing = 0.75$
- Otros elementos  $\varnothing = 0.70$
- Para cortante sin o con torsión  $\varnothing = 0.85$
- Para aplastamiento en el concreto  $\varnothing = 0.70$

### 2.3.5.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

#### 2.3.5.2.1 DISEÑO POR FLEXION

La losa aligerada se diseña por vigueta por lo tanto el metrado de cargas también deberá hacerse por vigueta.

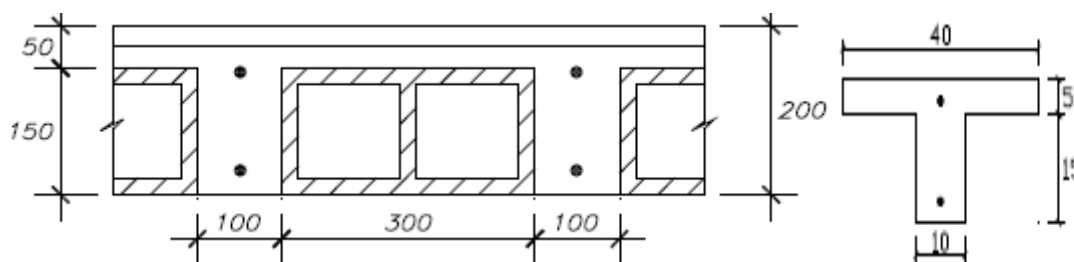
Se diseñarán como vigas de sección T, ya que no reciben esfuerzos de sismo se usará sólo las siguientes hipótesis de carga:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

RNE- 060 (concreto Armado)

Debido a que la viga trabaja como sección T, en el caso de momentos positivos se trabajará con  $b = 40 \text{ cm}$ , y para momentos negativos con  $b = 10 \text{ cm}$ .

**Figura 11:** Sección transversal de Losa Aligerada



Si bien la vigueta es de sección transversal “T”, esta trabaja en ambos casos, momentos positivos y momentos negativos, como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 0.40 cm. y peralte 0.17 cm. y para secciones negativas se tendrá una sección con base igual a 0.10 cm. y peralte de 0.17 cm.

### 2.3.5.2.2 DISEÑO POR CORTE

Las viguetas se diseñaron de tal forma que estas sean las que resistan todo la fuerza cortante:

Las viguetas se diseñarán por corte, sin considerar contribución del acero ( $V_s=0$ ). Cuando el cortante actuante sea mayor que el proporcionado por el concreto se requiere el uso de ensanches; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en los extremos de la losa, de manera que se aumente el área de concreto, y consecuentemente aumenta la resistencia al corte.

El reglamento permite un incremento del 10% en la resistencia al corte de las viguetas (E-060 9.9.8). Por lo tanto, tendremos:

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ (Resistencia nominal al corte) ----- (ec- 51)}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ (Resistencia de diseño) ----- (ec- 52)}$$

### 2.3.5.3 DISEÑO DE VIGAS

#### 2.3.5.3.1 DISEÑO POR FLEXION DE VIGAS

La Norma NTE-060 indica que el diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las siguientes hipótesis:

Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

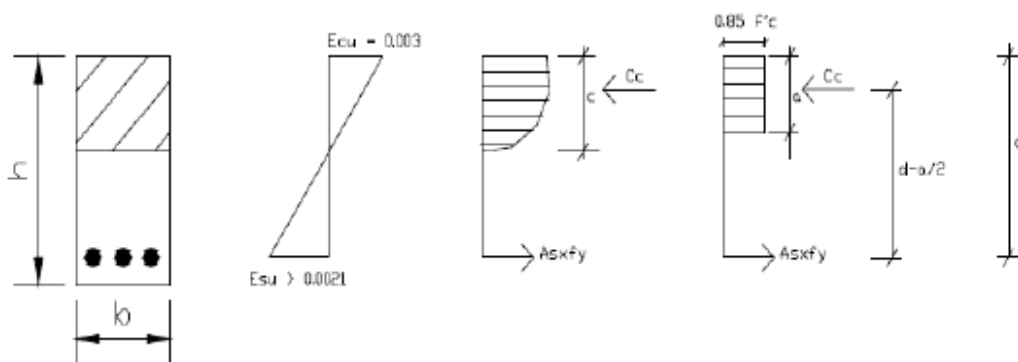
La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.

El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $(E_s)$  veces la deformación del acero, para deformaciones mayores a las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos. Se podrá usar distribuciones de esfuerzos en el concreto de tipo: rectangular, trapezoidal, paraboloide. Usaremos el parabólico.

## ECUACIONES DE DISEÑO POR FLEXIÓN

El siguiente gráfico muestra la sección de una viga rectangular sub reforzada en el momento de la falla, el acero se encuentra en la etapa de fluencia y el concreto ha llegado a su máxima deformación.



**Figura 12:** Sección de Viga Rectangular en el Momento de la Falla



Donde

$$a = \beta_1 * c \text{ ----- (ec - 53)}$$

para  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$C_c = 0.85 * f'_c * c * b * a \text{ ----- (ec - 54)}$$

$$T_t = A_s * f_y \text{ ----- (ec - 55)}$$

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ----- (ec - 56)}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ----- (ec - 57)}$$

$$M_n = C_c * \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ----- (ec - 58)}$$

$$\phi M_n = \phi * 0.85 * f'_c * c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ ----- (ec - 59)}$$

### 2.3.5.3.2 DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_u = \phi * V_n \text{ ----- (ec - 60)}$$

Donde:

$V_u$  = es la resistencia requerida por corte

$V_n$  = es la resistencia nominal al corte de la sección

$\phi = 0.85$ , factor de reducción de resistencia

La resistencia nominal ( $V_n$ ), estará conformada por la contribución del concreto ( $V_c$ ) y por la contribución de acero ( $V_s$ ) de tal forma que  $V_n = V_c + V_s$

La contribución del concreto ( $V_c$ ) para elementos sujetos a flexión y a corte podrá evaluarse con la expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \text{ ----- (ec - 61)}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \text{ ----- (ec - 62)}$$

Donde ( $A_v$ ) es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia ( $s$ ) proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. La resistencia nominal al corte del acero deberá ser menor que:

$$V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b * d \text{ ----- (ec - 63)}$$

Así mismo, se colocará un refuerzo mínimo por corte cuando:  $V_u \leq \emptyset V_c$ ,

$$A_v = 3.5 * b * s * f_y \text{ ----- (ec - 64)}$$

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b} \text{ ----- (ec - 65)}$$

Donde

$S_{m\acute{a}x}$  = espaciamiento máximo de estribos.

Los estribos deben ser cerrados con ganchos estándar o 135° y con un dobléz 10 veces el diámetro de la barra.

### **Diseño Por Corte Para Vigas Sismoresistentes:**

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismo resistentes se tendrá especial cuidado para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última ( $V_u$ ) mediante

la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será: “ $M_{ni}$ ” y “ $M_{nd}$ ” los cuales son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; “ $l_n$ ” es la distancia de la luz libre del tramo de viga. (Acápites 11.7.1.2 del capítulo Cortante y Torsión de la Norma)

$$V_u = V_{u_{isostatico}} + \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l_n} \text{-----} (ec - 66)$$

Donde:

$M_{nd}$ : momento nominal a la cara derecha del elemento

$M_{ni}$ : momento nominal a la cara izquierda del elemento

De esta manera, se dará más resistencia por corte que por flexión, evitando así la falla frágil.

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ( $2 \cdot h$ ). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 8db$$

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

Donde:

$d$  = Peralte efectivo, ( $d = h - 6 \text{ cm}$ ) para vigas peraltadas.

$d_b$  = Menor valor del diámetro de barra

Se debe resaltar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5 * d \text{ -----} (ec - 67)$$

Para el diseño final se colocará el primer estribo a 5cm de la cara y el resto según lo calculado.

### 2.3.5.3.3 ANCLAJE DE ACERO

El anclaje del acero se desarrolla por adherencia entre el concreto y el acero. Se trata de brindar al acero una longitud de anclaje tal que pueda desarrollar una fuerza resistente alrededor de su perímetro igual a la máxima transmitida por la barra de refuerzo. Esta longitud se llama longitud de desarrollo ( $l_d$ ).

Existen dos tipos de anclaje: en tracción y en compresión. Por la inversión de momentos que ocurre en un sismo las vigas se diseñarán considerando que todas sus barras están traccionadas, además que la longitud de anclaje por tracción es más crítica que la de compresión.

La RNE E-060, indica que la longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  en centímetros, será la mayor de:

$$l_{db} = 0.06 * A_b * f_y * \sqrt{f'_c} \text{ -----} (ec - 68)$$

$$l_{db} = 0.06 * d_b * f_y \text{ -----} (ec - 69)$$

Esta longitud se multiplicará por 1.4 para barras que tengan por debajo más de 30 cms de concreto fresco, esto se debe a que en la parte superior de una viga, el concreto es de menor calidad, disminuyendo así la adherencia.

Cuando no es posible desarrollar la longitud de anclaje adecuada debido a la falta de espacio horizontal, será necesario usar ganchos estándar. La longitud de desarrollo en tracción será (RNE E- 060):

Cabe indicar que el RNE E-060 indica los diámetros mínimos de doblez para barras con distintos diámetros.

De esta manera, se usará una longitud de anclaje en los casos donde exista espacio suficiente para que el acero pueda desarrollar su adherencia y cuando esto no sea posible se usará ganchos estándar.

#### **2.3.5.3.4 CORTE DE FIERRO**

La Norma Peruana indica ciertas restricciones para el corte de fierro, las mismas que se indican a continuación:

El refuerzo debe extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a  $d$  ó  $12db$  (la que sea mayor), siempre y cuando desarrolle  $l_d$  desde el punto de máximo esfuerzo.

Se prolongará por lo menos  $1/3$  del refuerzo total por flexión en el apoyo superior, una distancia igual a  $d$ ,  $12db$  o  $l_n/16$  (la que sea mayor), más allá del punto de inflexión.

Para bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a  $l_d$ , medida desde el punto donde el bastón que se ha cortado ya no es necesario.

El refuerzo por flexión no deberá cortarse en zona de tracción, a menos que el refuerzo que continúa

proporcione el doble del área requerida por flexión en esa sección, y el cortante no sea mayor que el 75% del permitido.

Se deberá extender hasta los apoyos, por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo, con su respectivo anclaje.

Adicionalmente a estas exigencias existen otras, como son:

Debe existir fierro continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras, en la cara superior y dos barras en la cara inferior, con un área de acero no menor de 1/4 del área máxima requerida en los nudos. Además, este fierro mínimo deberá cumplir:

$$A_{s\ min} = \frac{0.7x\sqrt{f'c}bx\ d}{f_y} \text{-----}(ec - 70)$$

Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

En elementos que resistan momentos de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

### 2.3.5.3.5 CONTROL DE DEFLEXIONES

En el presente trabajo no será necesario controlar las deflexiones, pues las vigas y losas aligeradas cumplen con el peralte mínimo estipuladas por la NTE-060, en la cual indica:

Losas aligeradas:

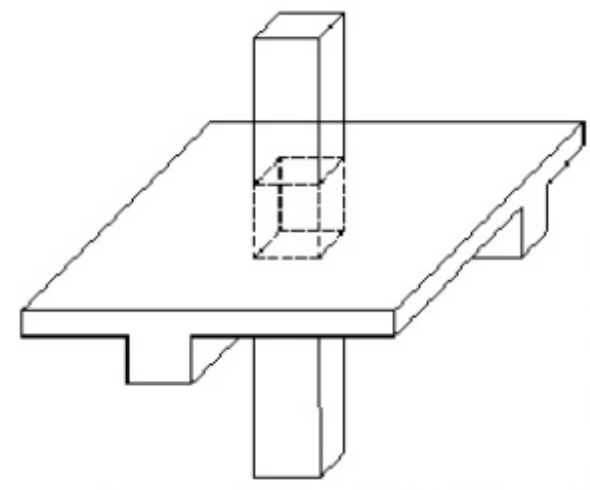
hmín = l / 25 (385/25 = 15.60cms => ok, h = 20 cms.)

Vigas :

$$h \text{ mín} = l / 16 \text{ (} 650/16 = 40.63\text{cms} \Rightarrow \text{ok , } h = 60\text{cms.)}$$

### 2.3.6. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales verticales que trabajan principalmente a compresión, también soportan los momentos flectores generados por los demás elementos estructurales en los dos sentidos. El diseño de las columnas será por flexo - compresión y por corte, también se procederá a verificar la flexión biaxial, y la esbeltez de la columna.



**Figura 13:** *Isométrico de la columna*

Fuente: Ruiz ,Vega (2014).

Las columnas soportarán además de su peso propio, las sobrecargas, las cargas de las vigas peraltadas, losas aligeradas y todo elemento estructural que este dentro de su área tributaria.

#### 2.3.6.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para realizar el diseño por flexocompresión se deberá construir varios diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección, los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección

(área de acero y área bruta de la sección), para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sísmicas luego de amplificarlas por las diversas combinaciones, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, entonces la sección y la cantidad de acero es la adecuada. Las curvas de diseño del diagrama de interacción se generan variando la ubicación del eje neutro en la sección para una determinada distribución de acero, luego se procede a calcular por equilibrio la resistencia nominal de la sección para ese caso, determinándose un punto, y así sucesivamente hasta completar la curva.

En nuestro caso utilizaremos el programa Etabs versión 16.0.2 (CSI 2016), para obtener los diagramas de interacción, para lo cual ante una determinada sección de columna se irá variando la cantidad y distribución de acero colocado, hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales últimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

La Norma del ACI 318-11 en su sección 10.91 nos dice que la cuantía deberá estar entre 1% y 4%, como indica la expresión siguiente:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \text{ --- (ec - 71)}$$

$$1\% < \rho < 4\%$$

Siendo:  $A_{st}$  = Área total de acero  
 $A_g$  = Área bruta de la sección Transversal



### 2.3.6.2 VERIFICACIÓN DE FLEXIÓN BIAIXIAL

Se procede a realizar la verificación biaxial en la columna, pues la carga podría provocar flexión en ambos ejes, generando una superficie formada por curvas de iteración uniaxial, donde los momentos flectores y cargas axiales agoten la capacidad de la sección, para lo cual aplicamos el Método Bresler, basado en una aproximación del perfil de la superficie de interacción. Estableciendo la siguiente expresión:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} + \frac{1}{\phi P_{no}} \quad \text{--- (ec - 72)}$$

Donde:

$P_u$  : Carga axial que resiste la columna en la flexión biaxial

$\phi P_{nx}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{ux}$   
( $M_{uy} = 0$ )

$\phi P_{ny}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{uy}$   
( $M_{ux} = 0$ )

$\phi P_{no}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera carga axial ( $e_x = e_y = 0$ )

Siendo:

$$P_0 = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} * f_y \quad \text{--- (ec - 73)}$$

También se procede a verificar si la carga axial cumple con  $P_u \geq 0.1\phi P_0$ , pues es el 1er requisito para aplicar la fórmula de Bresler, como 2do requisito se debe verificar la siguiente ecuación  **$P_u \leq 0.8 \phi P_0$  sea menor que la carga axial máxima permitida**, todos estos puntos se calcularán en el capítulo de diseño de columnas.

### 2.3.6.3 ESBELTEZ

Se procede a calcular la esbeltez en la columna, para verificar que las cargas axiales aplicadas no generen deformaciones transversales que aumenten la excentricidad, modificando esto los momentos hallados en el análisis anterior (Momentos de 1er orden), esta nueva excentricidad generará efectos de deformación de 2do orden. La norma RNE E-0.60 establece que los efectos de esbeltez no son tomados en cuenta cuando los efectos locales y globales son despreciables, para lo cual se calculan estos efectos con la siguiente ecuación (ec - 41):

$$\text{Efecto local:} \quad \frac{l_n}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

$l_n$  : luz libre

$r$  : Radio de Giro ( $r = 0.30h$ )

$M_1$  : Momento Flector Menor de Diseño

$M_2$  : Momento Flector Mayor de Diseño

$h$  : Peralte del elemento

La Norma E.060 en su artículo establece el diseño por corte, en el caso en que  $V_u > \phi V_c$  se colocará estribos a un espaciamiento dado, en el caso que  $V_u < \phi V_c$ , también se colocará estribos, debido al corte mínimo, pero estos serán menores, respetando los límites presentados por la norma. Se realizó este diseño para la dirección más crítica; es decir, considerando la sección más crítica de la columna.

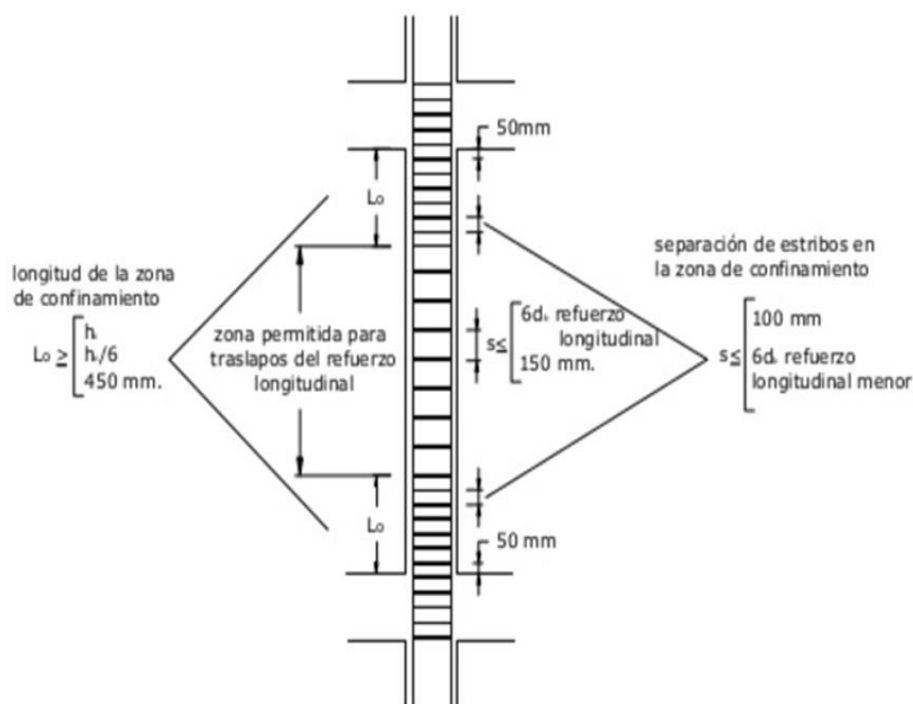
En el diseño por capacidad la Norma Peruana nos establece un factor ( $F_{sr}$ ) de 1, para el valor de la resistencia probable  $M_{pr} = M_n \times F_{sr}$ , por lo cual  $M_{pr} = M_n$ . Asumiendo que la columna trabaja en doble curvatura. Calculamos la fuerza cortante probable  $V_{pr}$ , la cual es igual a 2 veces el  $M_{pr}$  entre la altura libre de la columna.

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{h_{libre}} \text{ --- (ec - 74)}$$

Calculo del momento resistido por el concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \text{ --- (ec - 75)}$$

Verificación de espaciamientos por confinamiento y ductilidad.



**Figura 14:** Espaciamientos máximos en el diseño por cortante con sismo en columnas

### 2.3.7. DISEÑO DE LA CIMENTACION

Se denomina cimentación a los elementos estructurales que transmiten las cargas concentradas (gravedad y sismo) provenientes de elementos estructurales conectados a ella (columnas, placas, muros), todas las cargas son transmitidas al terreno de manera que

no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo. Asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad. De los estudios de suelo se determina la capacidad portante del terreno ( $\sigma_t$ ), el nivel mínimo de cimentación ( $D_f$ ), el asentamiento diferencial máximo, la agresividad del terreno, la presencia de napa freática y algunas recomendaciones para la cimentación. Se tomó en cuenta los lineamientos establecidos en la norma RNE E.050, podemos apreciar como las cargas son transmitidas de elemento a elemento hasta llegar a la cimentación.

### 2.3.7.1 DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR

La función de la cimentación es transmitir con seguridad las cargas de las columnas, muros de corte o muros de contención al terreno; sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura generalmente se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo en el lugar sobre el cual se piensa cimentar. Estas propiedades se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos (E.M.S.).

En el diseño de la cimentación se consideró conveniente tener una cimentación tipo zapatas conectadas.

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

- Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapatas exterior e interior.

- Determinación de la reacción amplificada del suelo.
- Verificación del corte por flexión o refuerzo longitudinal.

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial. La Norma de Suelos y Cimentaciones en su Capítulo 4, especifica que la profundidad mínima de cimentación debe ser 0.80 m.

### 2.3.7.2 DISEÑO DEL AREA DE LA CIMENTACIÓN

El diseño se hace con las siguientes consideraciones:

Para un primer tanteo en el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad y se disminuye la resistencia del terreno para dejar holgura para cuando se verifique con momentos de sismo.

Para efectos de diseño en concreto armado, en el caso de zapatas usaremos la siguiente expresión recomendado por el Ing. Antonio Blanco para la verificación de esfuerzos en ambas direcciones.

$$q = \frac{P+Pp}{A} + \frac{MxY}{I} \text{ --- (ec - 76)}$$

A = Área de la sección

M = momento actuante

I = inercia de la sección

Y = distancia a la fibra más alejada de la sección

$$q_n = q_{adm} - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c - \frac{s}{c} \text{ --- (ec - 77)}$$

Donde:

$q_n$  : Esfuerzo neto del terreno

$q_{adm}$  : Esfuerzo admisible

$\gamma_m$  : Peso específico del suelo

- $h_t$  : Altura del suelo
- $\gamma_c$  : Peso específico del concreto
- $h_c$  : Peralte total e la zapata asumido

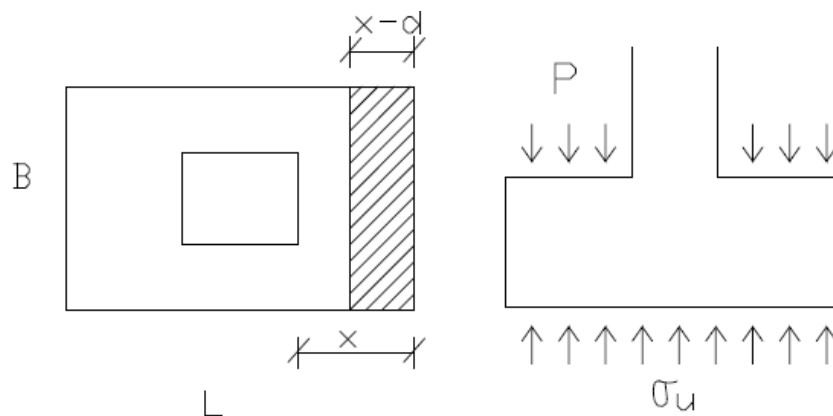
$$q_u = \frac{P_u}{A_{zap}} \text{ --- (ec - 78)}$$

$$P_u = 1.4 * CM_{col} + 1.7 * CV_{col}$$

**2.3.7.3 DISEÑO POR CORTE**

La falla por corte se presenta a “d” de la cara de la columna o placa, para el diseño las siguientes expresiones, teniendo en consideración que en una zapata no se utiliza estribos

- $V_n = V_c$
- $V_u \leq \phi V_n$
- $V_c = 0.53x\sqrt{f'c}Bxd$
- $V_u = (q_u - P_{pu})(x - d)$



**Figura 15: Corte de la Zapata**  
Fuente: Ruiz, Vega (2014).

- Donde:
- $\sigma_u$  = esfuerzo ultimo de diseño
- $P_p$  = Peso propio
- $X$  = Volado de la Zapata

$d$  = Peralte de la zapata

$B$  = ancho de la Zapata

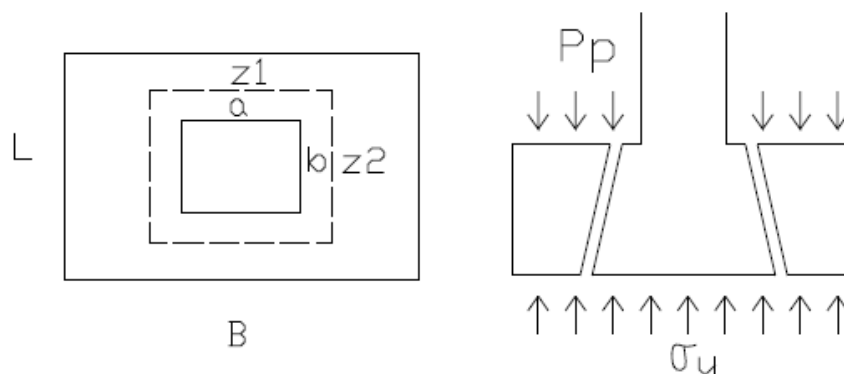
$$d = H - 10\text{cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_{cx}} B d$$

$$V_u = (q_u - P_p) (x - d)$$

#### 2.3.7.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

En la zapata se genera un efecto de cortante alrededor del perímetro de la columna en las dos direcciones. Según experimentos realizados la falla por punzonamiento aparece a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna.



**Figura 16:** Punzonamiento de la Zapata

Fuente: Ruiz Vega(2014).

Donde:

$$V_u = (\sigma_u - P_p) (A - A_o) \text{ ó } V_u = P_u - (q_u - P_p)$$

$$A = B \times L ; A_o = Z_1 \times Z_2$$

$$Z_1 = a + d ; Z_2 = b + d$$

$$L_o = 2 ( Z_1 + Z_2 )$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_{cx}} L_o d$$

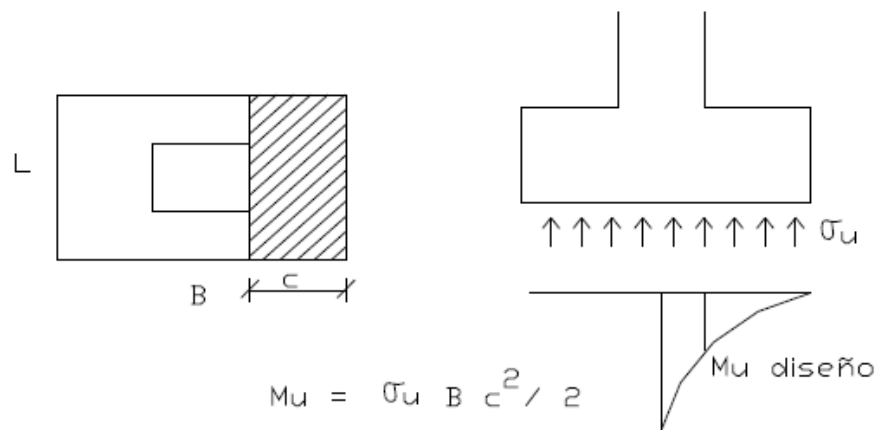
**2.3.7.5 DISEÑO POR FLEXION**

Una vez obtenido el peralte efectivo “d”, para que no haya falla por corte ni por punzonamiento pasamos a diseñar por flexión.

La flexión se diseña con el momento máximo calculado en la cara de la columna.

Por tanto:

$$M_u = \frac{q_u * B * c^2}{2} \text{ ----- (ec - 79)}$$



**Figura 17:** flexión de la zapata

**2.3.8. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA**

La albañilería confinada está constituida por paños de albañilería simple aproximadamente cuadrados, enmarcados por elementos de concreto armado (denominados confinamientos) en sus cuatro bordes. Estos elementos de concreto reforzado atienden todas las fuerzas de tracción (flexiones) y la parte de los esfuerzos cortantes que no resiste el muro de mampostería. Como tal es un material compuesto, cuyo diseño y cálculo se basa en las consideraciones ya señaladas en el RNE E-070 y en las que corresponden al concreto armado.



Para el diseño primero se calcula el espesor del muro tomando en cuenta que la fuerza distribuida aplicada es la de sismo. Luego se verifica el espesor encontrado para una fuerza de viento. A continuación se presenta un muro que soporta su peso propio y una carga sísmica perpendicular al plano (ver figura 18). En la figura 18 “P” es el peso propio del muro y “M” es el momento producido por acción de la carga sísmica.

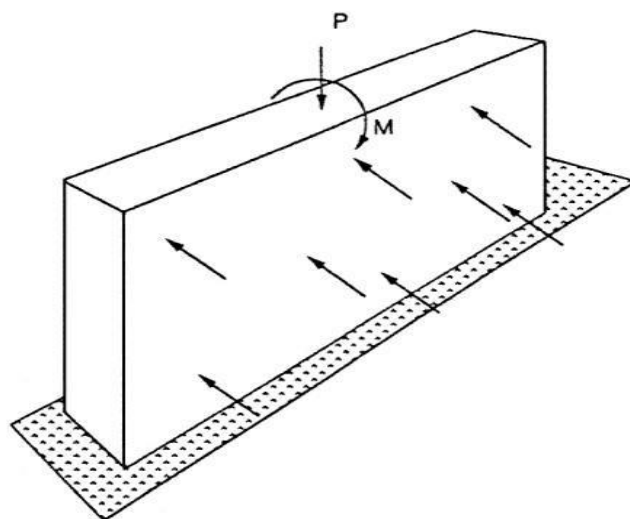


Figura 18: Condiciones de carga en un muro  
Fuente: Gamarra: Diseño de Albañilería (2002)

Se ha supuesto que la falla final se produce por fuerza cortante en los entrepisos bajos de edificio. El diseño de muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, para tal efecto el diseño debe comprender:

- la verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro
- la verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores; y,
- el diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

### 2.3.8.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

$$t = \frac{h}{20} \text{ --- (ec - 80)}$$

donde:

h: es la altura efectiva del muro en m

t: es el espesor efectivo del muro en m

### 2.3.8.2 ESFUERZOS ADMISIBLES

Según la Norma de Albañilería los esfuerzos admisibles que se deben calcular son: compresión axial (ecuación 81), compresión por flexión (ecuación 82) y tracción por flexión. Además se debe determinar el valor del módulo de elasticidad de la albañilería (ecuación 83).

#### a. Compresión axial ( $F_a$ )

$$F_a = 0.2 * f'_m * \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 * t} \right)^2 \right] \text{ --- (ec - 81)}$$

Donde:

h: es la altura efectiva del muro en m

t: es el espesor efectivo del muro en m

$f'_m$ : es la resistencia a la compresión de la unidad de albañilería en Kg/cm<sup>2</sup>

#### b. Compresión por flexión ( $F_m$ )

$$F_m = 0.4 * f'_m \text{ --- (ec - 82)}$$

#### c. Tracción por flexión

Morteros con cal: 1.33 Kg/cm<sup>2</sup>

Morteros sin cal: 1.00 Kg/cm<sup>2</sup>

d. Módulo de elasticidad (Em) Para unidades de arcilla

$$E_m = 500 * f'_m \text{ -----} (ec - 83)$$

Los muros portantes serán diseñados para carga vertical actuando conjuntamente con fuerzas transversales al plano del muro y con los momentos originados por excentricidades de la carga vertical. La compresión combinada de la carga vertical y el momento será tal que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1 \text{ -----} (ec - 84)$$

donde:

fa = esfuerzo resultante de la carga vertical axial en Kg/cm2

Fa = esfuerzo admisible para carga axial en Kg/cm2

fm = esfuerzo resultante del momento en Kg/cm2

Fm = esfuerzo admisible para compresión por flexión en Kg/cm2

El esfuerzo vertical de compresión se debe principalmente al peso propio del muro. Este esfuerzo se calcula con la siguiente fórmula:

$$f_a = \frac{P}{L * t} \text{ -----} (ec - 85)$$

**Donde:**

P = Peso del muro

L=Longitud del muro

t= espesor del muro

**2.3.8.3 ESFUERZOS AXIAL MAXIMO**

$$\sigma_m = \frac{Pm}{L * t} \leq 0.2 * fm \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15fm \text{ --- (ec - 86)}$$

Donde:

Pm= carga axial

L=Longitud total del muro

t= espesor del muro

#### 2.3.8.4 CONTROL DE FISURACION

Con esta ecuación se controla la ocurrencia de fisuras por corte ante un sismo moderado:

$$V_e \leq 0.55 * V_m \text{ --- (ec - 87)}$$

Donde:

Ve= fuerza cortante producida por el sismo moderado en el muro.

Vm=es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

#### Calculo del Agrietamiento diagonal

Resistencia al corte (Vm) de los muros de albañilería en cada entrepiso para unidades de arcilla y de concreto será:

$$V_m = 0.5V'_m * \alpha * t * L + 0.23 * Pg \text{ --- (ec - 88)}$$

Donde:

V'm = Resistencia al corte (tabla 7 RNE E-070)

Pg = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida. RNE E-030

T= espesor efectivo del muro

L= Longitud total del muro

$\alpha$  = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$1/3 \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1 \text{ --- (ec - 89)}$$

Donde:

$V_e$ =fuerza cortante del muro (análisis elástico)

$M_e$ = momento flector del muro (análisis elástico)

Tabla 20: METODOS PARA DETERMINAR  $f'_m$  y  $v'_m$

| TABLA 7<br>MÉTODOS PARA DETERMINAR $f'_m$ y $v'_m$ |                          |   |   |                          |   |   |                             |   |   |
|--|--------------------------|---|---|--------------------------|---|---|-----------------------------|---|---|
| RESISTENCIA CARACTERÍSTICA                         | EDIFICIOS DE 1 A 2 PISOS |   |   | EDIFICIOS DE 3 A 5 PISOS |   |   | EDIFICIOS DE MAS DE 5 PISOS |   |   |
|  | Zona Sísmica             |   |   | Zona Sísmica             |   |   | Zona Sísmica                |   |   |
|  | 3                        | 2 | 1 | 3                        | 2 | 1 | 3                           | 2 | 1 |
| $(f'_m)$   | A                        | A | A | B                        | B | A | B                           | B | B |
| $(v'_m)$   | A                        | A | A | B                        | A | A | B                           | B | A |

Fuente: RNE E-070

Verificar el agrietamiento diagonal:

$$V_{mi} > V_{ui} \text{ --- (ec - 90)}$$

Las fuerzas internas ( $V_{ui}$ ,  $M_{ui}$ ) serán las del sismo severo y se obtienen amplificando los valores ( $V_{ei}$ ,  $M_{ei}$ ) obtenidos del análisis elástico por sismo moderado, por la relación cortante de agrietamiento diagonal ( $V_{m1}/V_{e1}$ ) ambos del primer piso, las que servirán para diseñar los siguientes pisos.

$$2 \leq \frac{V_{mi}}{V_{ei}} \leq 3 \text{ --- (ec - 91)}$$

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \text{ --- (ec - 92)}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \text{ --- (ec - 93)}$$

**2.3.8.5 VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN EL MURO.**

$$V_u \geq V_m \quad \text{ó} \quad \sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \geq 0.05 * f' m \quad \text{--- (ec - 94)}$$

Donde:

Vu=Fuerza Cortante bajo sismo severo

Vm= Resistencia al corte

**2.3.8.6 CUANTIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL**

$$\rho = \frac{A_s}{s * t} \geq 0.001 \quad \text{--- (ec - 95)}$$

**2.3.8.7 DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO**

**Tabla 21:** Fuerzas internas en Columnas de confinamiento

| TABLA 11<br>FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO |   |                                  |                                   |
|---|---|----------------------------------|-----------------------------------|
| COLUMNA   | $V_c$<br>(fuerza cortante)                | $T$<br>(tracción)                | $C$<br>(compresión)               |
| Interior  | $\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - 1)}$     | $V_{m1} \cdot \frac{h}{L} - P_c$ | $P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$ |
| Extrema   | $1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - 1)}$ | $F - P_c$                        | $P_c - F$                         |

Donde:

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} * h \quad \text{--- (ec - 96) (h es la altura del primer piso)}$$

$$F = \frac{M}{L} \quad \text{--- (ec - 97) (fuerza axial en las columnas extremas)}$$

Nc= Numero de columnas de confinamiento(en muros de un paño Nc=2)

Lm=Longitud del paño mayor o 0.5\*L lo que sea mayor (en muros de 1 paño Lm=L)

$P_c$ = sumatoria de las cargas gravitacionales.

**a) Calculo de la sección de concreto de la columna de confinamiento**

Se adoptara el mayor valor del que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción pero no sera menor que 15 veces el espesor de la columna.

**Diseño por Compresión**

El área del núcleo será:

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} + A_s f_y}{0.85 \delta f'_c} \text{ ----- (ec - 98)}$$

Donde:

$\phi = 0,7$  o  $0,75$ , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

$\delta = 0,8$ , para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$ , para columnas confinadas por muros transversales

Sección transversal de la columna ( $A_c$ )

recubrimiento( $r$ )=2cm  $A_c = A_n + 2 \text{ ----- (ec - 99)}$

$A_n > A_{cf}$  (área por corte fricción)

**Diseño por corte fricción ( $V_c$ )**

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c * \phi} \geq A_c 15t \text{ ----- (ec - 100)}$$

$\phi = 0.85$

**b) Calculo del refuerzo vertical**

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y * \mu * \phi} \text{ ----- (ec - 101)}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y * \phi} \dots \dots \dots (ec - 102)$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 * f'_c * A_c}{f_y} \dots (min: 4\phi 8mm) - (ec - 103)$$

## CAPITULO III

### ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

#### 3.1. ESTRUCTURACION

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Para conseguir estos objetivos en un país sísmico como el nuestro, se estructura con los siguientes criterios:

- Simetría y continuidad
- Diafragma rígido
- Rigidez lateral, en las dos direcciones de la planta.
- Ductilidad

Para ello se definieron dos direcciones principales. A la dirección paralela a la fachada se la denominó XX y a la dirección perpendicular a la fachada se la denominó YY.

Para mantener una adecuada concordancia con el diseño arquitectónico se estructuraron las dos direcciones principales de la planta (XX e YY) en base a un sistema de pórticos de concreto armado en XX y muros de confinamiento en YY.



Para reducir problemas en la estructura asociados a los asentamientos de la cimentación o a los cambios de temperatura se ha optado por dividir la edificación en Bloques (A,B y C). Lo que además mejorará el desempeño de la edificación frente a la acción de los sismos y permitirá adecuar el nivel de cimentación con el perfil de la arquitectura, puesto que el Bloque A es muy similar al Bloque B, por lo que se realizara el análisis y diseño solo de un bloque.

Nuestra función, es analizar si estos elementos son suficientes y complementarlos con columnas ubicadas estratégicamente. En el capítulo de predimensionamiento se analizará y cuantificarán los espesores y secciones para obtener una estructura competente.

### **3.1.1. TECHOS**

Se ha escogido el sistema de losa aligerada unidireccional, ya que es un sistema común en nuestro país por su menor peso y porque los ladrillos entre viguetas proporcionan acústica, aislamiento, además facilita las instalaciones eléctricas y sanitarias. Los ladrillos encofran a las viguetas de concreto armado, éstas se dispondrán en el sentido de menor longitud del ambiente.

En el segundo y último nivel se dispuso una losa inclinada a 2 aguas.

### **3.1.2. VIGAS**

Las vigas se dispondrán de tal manera que unan las columnas entre sí y formen un sistema de pórticos y pórticos mixtos con muros de confinamiento.

Las vigas principales en la dirección YY son peraltadas ya que cargaran a las viguetas de la losa y las vigas secundarias en la dirección XX tienen menor peralte, proporcionando rigidez a la edificación.

Para la cimentación se consideró necesario el uso de vigas de cimentación para poder conectar las zapatas ubicadas en el límite de propiedad (zapatas exteriores) y las zapatas interiores. Esto con el

fin de contrarrestar el efecto de la carga excéntrica de las zapatas exteriores.

### 3.1.3. COLUMNAS

Las columnas estarán ubicadas y distanciadas de tal manera que formarán pórticos y respetarán el requerimiento arquitectónico del edificio.

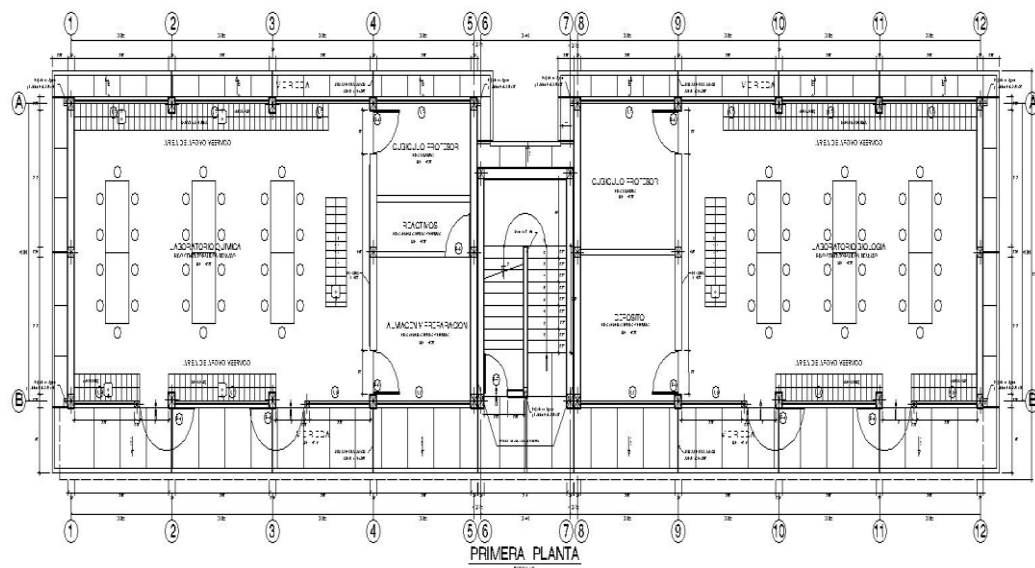
### 3.1.4. ESCALERA

La escalera es el elemento que sirve de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc.), por lo que se debe prestar especial atención a su diseño.

La escalera es un elemento muy rígido por lo que es conveniente aislarlo de la estructura. En nuestro proyecto aislamos la escalera.

La escalera del edificio está ubicada entre los bloques A y B, tiene dos tramos en el primer nivel. La entrega de la escalera se apoya sobre una viga, así como los descansos.

En el siguiente grafico se muestra la estructuración para el pabellón de laboratorios



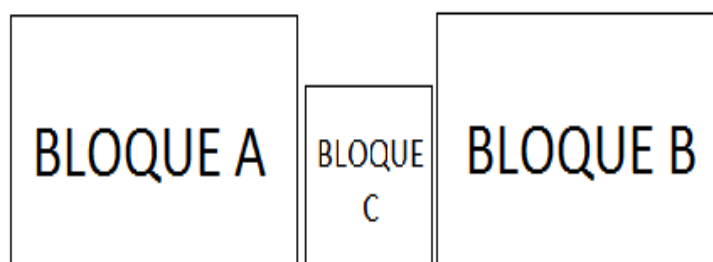
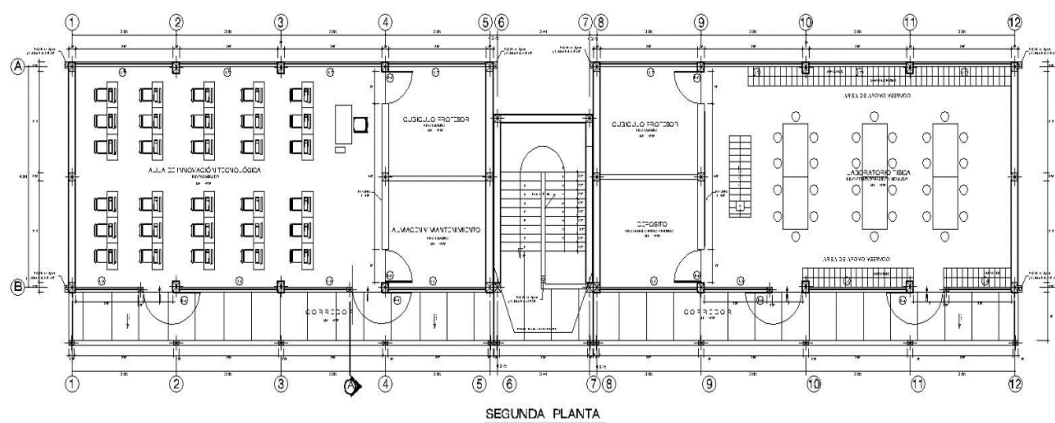


Figura 19: Estructuración para el Pabellón de Laboratorios

Fuente: Elaboración propia.

Estructuración para el Bloque A:

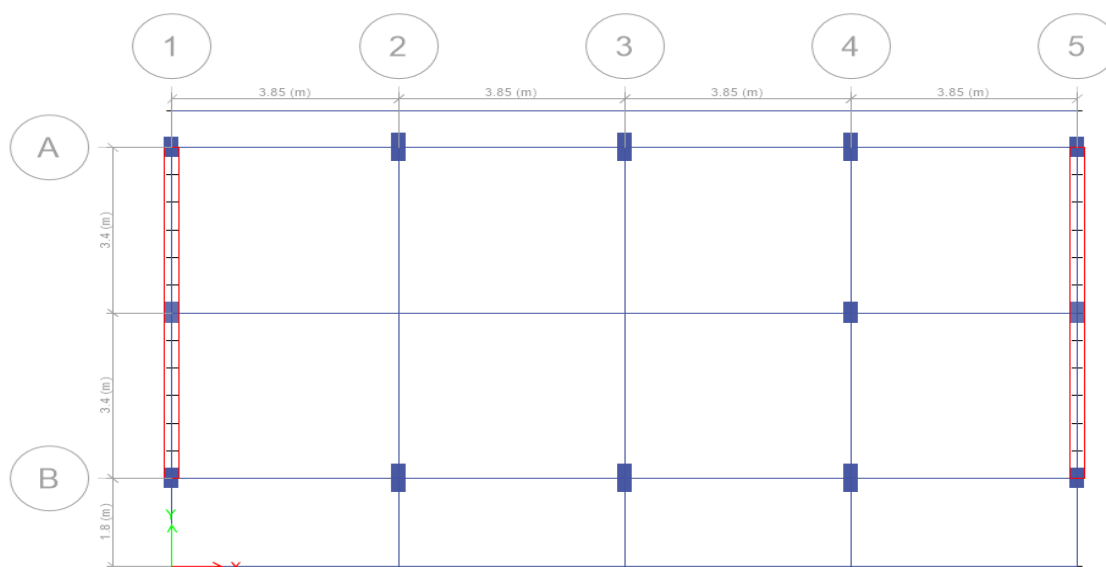
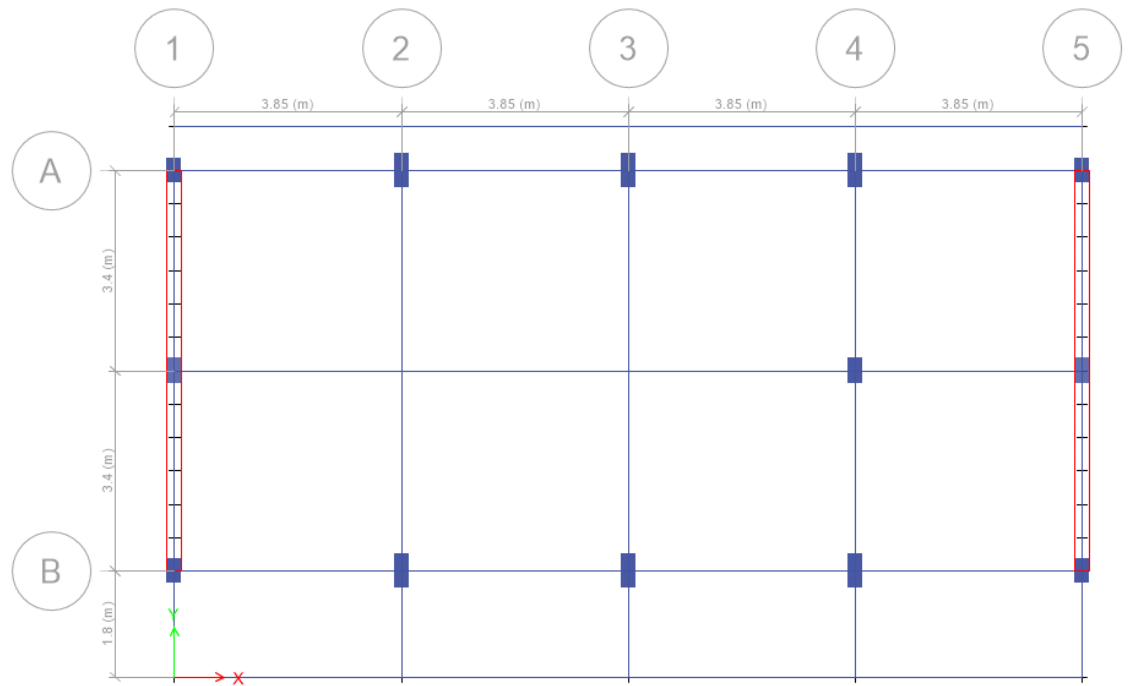


Figura 20: Bloque A

Fuente: Elaboración propia.

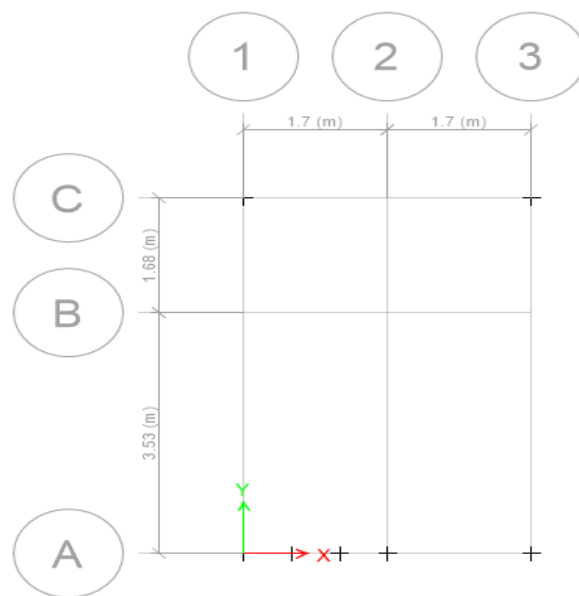
Se muestra a continuación la estructuración para el Bloque B:



**Figura 21: Bloque B**

Fuente: Elaboración propia.

Se muestra a continuación la estructuración para el Bloque C:



**Figura 22: Estructuración Bloque C (Escalera)**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

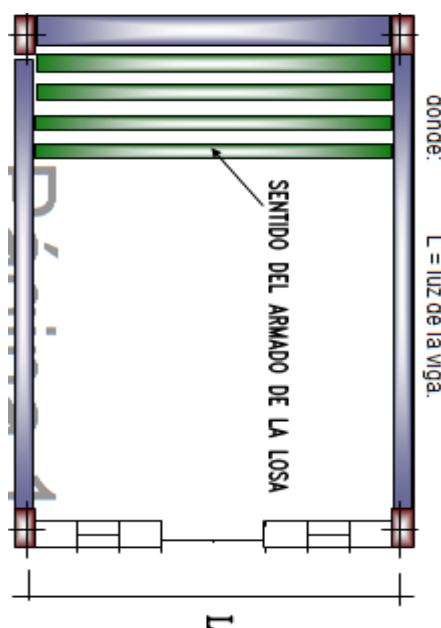
El pre - dimensionamiento de los elementos estructurales se ha realizado según las luces y las cargas que soportan. Para esto se han utilizado las exigencias del RNE.

#### 3.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Se ha escogido el sistema de losa aligerada unidireccional, ya que es un sistema común en nuestro país por su menor peso y porque los ladrillos entre viguetas proporcionan acústica, aislamiento, además facilita las instalaciones eléctricas y sanitarias. Los ladrillos encofran a las viguetas de concreto armado, éstas se dispondrán en el sentido de menor longitud del ambiente.

La losa aligerada está compuesta por bloques de 30x30x15cm, los cuales se colocarán entre viguetas de 10 cm. de ancho, espaciadas cada 40 cm, y una losa superior de 5 cm.

El pre-dimensionamiento de losas se realizara de la siguiente forma: se utilizara la ecuación (ec-24), tomando como parámetro de entrada la luz libre entre vigas



$$h \geq \frac{l}{25} \text{ --- (ec - 24)}$$

Para el Bloque A entre los ejes 2-3 se tiene una luz libre de 3.85m utilizando la formula ec.-24 se tiene  $h=0.154m$ , por lo tanto se asume  **$h=0.20m$**  cabe detallar que en el ANEXO A se detallan todos los cálculos referido al pre-dimensionamiento de losa aligeradas de los bloques A, B.

### 3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

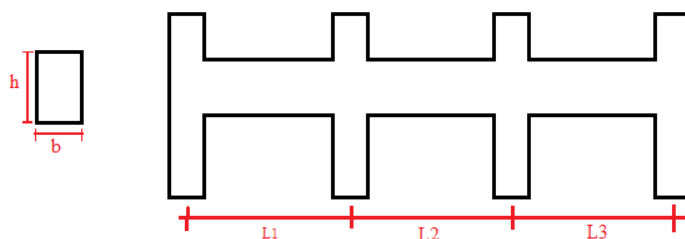
Las recomendaciones en el RNE, las vigas se redimensionan en el orden 1/10 a 1/12 de la luz libre, el ancho varía entre 0.3 a 0.5 de la altura, el ancho mínimo es 25 cm. para el caso que estos formen parte de pórticos ó elementos de sismo-resistentes de las estructuras de concreto armado. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 ó 20 cm) si se trata de vigas que no formen pórticos.

Las vigas denominadas secundarias no cargan las losas de los pisos ó techos (en el caso de losa armada en un solo sentido) y pueden tener menor peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debido a sismo, sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos debido a sismo son mucho más importantes que las cargas de gravedad, no debe disminuirse mucho su peralte pues además está perdiendo rigidez lateral en esa dirección. El objetivo es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en las 2 direcciones de la estructura, por lo tanto, debe de disponerse de vigas peraltadas.

#### ***Dimensionamiento de Vigas Principales:***

- e) Criterio de dimensionamiento de vigas para losas Armadas en un sentido:

En el Bloque A, eje 2-2 que tiene una luz libre de 6.80 m



$$L_n = \{ \text{luz mas critica, la mayor de } l_1, l_2, l_3 \}$$

$$h = \frac{L_n}{11.29} \text{ --- (EC - 28)}$$

$$bb = \frac{BT}{20} \text{ --- (EC - 29)}$$

$$L_n = 6.80 \text{ m} \qquad h = \frac{6.80}{11.29} = 0.60 \text{ m}$$

$$BT = 3.85 \text{ m} \qquad b = 0.19 \text{ m}$$

f) Criterio de dimensionamiento de vigas principales:

$$L_n = 3.85 \text{ m} \qquad h = \frac{L_n}{\beta} = \frac{6.80}{12.6} = 0.54 \text{ m}$$

$$BT = 3.85 \text{ m} \qquad b = 0.19 \text{ m}$$

**Dimensionamiento de Vigas Secundarias:**

$$h = \frac{L_n}{\beta} = \frac{3.85}{12.6} = 0.31 \text{ m}$$

$$BT = 3.85 \text{ m} \qquad b = 0.19 \text{ m}$$

**Modificación de las dimensiones de la viga:**

a. Criterio de igualdad de cuantías: el momento actuante  $M_u$  es el mismo para dos juegos diferentes de vigas.

$$bh^2 = b_0 h_0^2$$

- b. Criterio de igualdad de rigideces: las rigideces de las dos secciones de vigas es la misma.

$$bh^3 = b_0h_0^3$$

CUADRO 1: REDIMENSIONAMIENTO de VIGAS

| Viga  | Calculado |     | Redimensionando por igualdad de cuantías |       | Redimensionando por igualdad de rigideces |       |
|-------|-----------|-----|--|-------|---|-------|
|       | (m)       | (m) | b (m)                                    | h (m) | b (m)                                     | h (m) |
| b * h | .19       | .60 | 0.25                                     | 0.52  | 0.25                                      | 0.55  |
| b * h | .19       | .54 | 0.25                                     | 0.47  | 0.25                                      | 0.49  |
| b * h | .19       | .31 | 0.25                                     | 0.27  | 0.25                                      | 0.28  |

Fuente: elaboración propia.

CUADRO 2: DIMENSIONES ASUMIDAS

| Viga           | Asumido |       |
|----------------|---------|-------|
|                | b (m)   | h (m) |
| En dirección X | 0.25    | 0.45  |
| En dirección Y | 0.30    | 0.50  |

Fuente: elaboración propia.

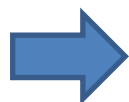
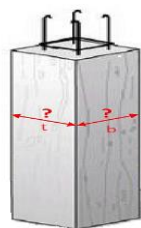
En el ANEXO B se detallan todos los cálculos referido al pre-dimensionamiento de vigas de los bloques A,B.

### 3.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos que no solo soportan el peso de la edificación, también soportan las cargas laterales como efecto del movimiento sísmico, es importante un dimensionamiento adecuado para soportar estas condiciones:

En edificios cuyas columnas se encuentren distribuidas más ó menos simétricamente, que tengan losas armadas en uno ó dos sentidos, y cuyas cargas de sismo son como las consideradas más adelante en el presente trabajo; las columnas se pueden dimensionar mediante la siguiente relación:





$$A_c = \frac{kP_g}{nf'_c} \text{ --- (ec - 40)}$$

$$A_c = b * D$$

| tipo Columna (Tc)              | Descripción      | n    | K    |
|--------------------------------|------------------|------|------|
| Tipo C1 (primeros pisos)       | Columna Interior | 0.3  | 1.1  |
| Tipo C1 (Para 4 Últimos pisos) | Columna Interior | 0.25 | 1.1  |
| Tipo C2, C3                    | Columna Exterior | 0.25 | 1.25 |
| Tipo C4                        | Columna Esquinas | 0.2  | 1.5  |

Donde:

- $D$  = Dim. 1 de la sección en la dirección del análisis sísmico
- $b$  = Dim. 2 de la sección en la dirección del análisis sísmico
- $P$  = Carga total que soporta la columna.
- $k$  = Factor de carga (ver Tabla C-1)
- $n$  = Factor de tipo de columna (ver Tabla C-1).
- $f'_c$  = Resistencia del concreto a la compresión simple

Para el Bloque A entre los eje 2-A teniendo un área tributaria de 15.84 m<sup>2</sup> el peso se estima con el siguiente desagregado.

**CUADRO 3: METRADO DE CARGAS DE COLUMNA.**

| Metrado de Carga           |                             |
|----------------------------|-----------------------------|
| Peso por Piso Terminado    | 100 kg/m <sup>2</sup>       |
| Peso por Tabique           | 120 kg/m <sup>2</sup>       |
| Peso de losa aligerada     | 300 kg/m <sup>2</sup>       |
| Peso Viga Columna          | 160 kg/m <sup>2</sup>       |
| <b>Peso Parcial</b>        | <b>680 kg/m<sup>2</sup></b> |
| Carga de S/C               | 300 kg/m <sup>2</sup>       |
| <b>Peso Parcial</b>        | <b>300 kg/m<sup>2</sup></b> |
| <b>Peso Total por Piso</b> | <b>980 kg/m<sup>2</sup></b> |

Fuente: Elaboracion propia.

Calculamos el área mínima de la columna para un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

| Columna                        | A (m <sup>2</sup> ) | P (kg/m <sup>2</sup> ) | # de pisos | P <sub>total</sub> (kg/m <sup>2</sup> ) | k    | n    | bD (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|---------------------|------------------------|------------|---|------|------|-----------------------|
| Esquina (C-4)                  | 7.20                | 980.00                 | 2          | 14112.00                                | 1.5  | 0.20 | 504.00                |
| Exterior de pórtico en X (C-3) | 20.02               | 980.00                 | 2          | 39239.20                                | 1.25 | 0.25 | 934.27                |
| Exterior de pórtico en Y (C-2) | 6.97                | 980.00                 | 2          | 13661.20                                | 1.25 | 0.25 | 325.27                |
| Interior 1er piso (C-1)        | 13.09               | 980.00                 | 2          | 25656.40                                | 1.1  | 0.30 | 447.97                |

**CUADRO 4: DIMENSIONES ASUMIDAS DE COLUMNAS.**

| Columna                        | bD (cm <sup>2</sup> ) | t (cm) | b (asumido) (cm) | D (asumido) (cm) | A (asumida) (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|-----------------------|--------|------------------|------------------|--------------------------------|
| Esquina (C-4)                  | 504.00                | 22.45  | 25.00            | 40.00            | 875.00                         |
| Exterior de pórtico en X (C-3) | 934.27                | 30.57  | 40.00            | 50.00            | 2000.00                        |
| Exterior de pórtico en Y (C-2) | 371.47                | 19.27  | 25.00            | 30.00            | 750.00                         |
| Interior 1er piso (C-1)        | 447.97                | 21.17  | 25.00            | 30.00            | 750.00                         |

Fuente: Elaboracion propia.

En el ANEXO C se detallan todos los cálculos referido al pre-dimensionamiento de vigas de los bloques A, B.

## CAPITULO IV

### METRADO DE CARGAS

#### 4.1. GENERALIDADES

Las estructuras deberán resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas cargas actuarán en las combinaciones prescritas y no excedan esfuerzos admisibles en los materiales (Diseño por Resistencia).

El metrado de cargas verticales es un complemento del metrado para el diseño Sismo resistente.

El metrado de cargas es un proceso, mediante el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales. El metrado de cargas es un proceso simplificado, ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, a excepción sean estos muy importantes. Los tipos de carga que se usarán en el metrado son las siguientes:

#### **Carga Muerta:**

Son cargas de gravedad que actúan durante la vida útil de la estructura, como: el peso propio de la estructura, el peso de los elementos que complementan la estructura como: acabados, tabiques, maquinarias.

#### **Carga Viva o Sobrecarga:**

Son cargas gravitacionales de carácter movable, que actúan en forma esporádica. Entre estas se tienen: el peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles.

Las cargas unitarias que usaremos son las siguientes:

- Densidad del concreto: 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Aligerado (h =20 cm.): 300 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados: 100 kg/m<sup>2</sup>

Sobrecargas:

- Laboratorios: 300 kg/m<sup>2</sup>
- Corredor y escalera: 400 kg/m<sup>2</sup>
- Techo: 50 kg/m<sup>2</sup>

Carga Viva de Techo

$$\alpha = 22^\circ$$

$$CVT = 100 - 5(\alpha - 5^\circ)$$

$$CVT = 15 \text{ kg/m}^2$$

Si  $CVT < 50 \text{ kg/m}^2$  entonces  $CVT_{asumida} = 50 \text{ kg/m}^2$

## 4.2. METRADO DE CARGAS DE LOS ALIGERADOS

### A. ALIGERADO DEL SEGUNDO PISO (Volado)

a).- Cargas Muertas:

|                         |                             |
|-------------------------|-----------------------------|
| Peso Propio .....       | 300 kg/m <sup>2</sup>       |
| Piso Terminado .....    | 100 kg/m <sup>2</sup>       |
| <b>Peso Total .....</b> | <b>400 kg/m<sup>2</sup></b> |

b).- Cargas Vivas:

Sobrecarga ..... 400 kg/m<sup>2</sup>

c).- Carga Última de Rotura – **NTE 060 (concreto armado)**

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 \times 400 + 1.7 \times 400 = 1240 \text{ kg/m}^2$$

### B. ALIGERADO DEL PRIMER Y SEGUNDO PISO

a).- Cargas Muertas:

|                         |                             |
|-------------------------|-----------------------------|
| Peso Propio .....       | 300 kg/m <sup>2</sup>       |
| Piso Terminado .....    | 100 kg/m <sup>2</sup>       |
| <b>Peso Total .....</b> | <b>400 kg/m<sup>2</sup></b> |

b).- Cargas Vivas:

Sobrecarga ..... 300 kg/m<sup>2</sup>

c).- Carga Última de Rotura - **NTE 060 (concreto armado)**

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 \times 400 + 1.7 \times 300 = 1070 \text{ kg/m}^2$$

**CUADRO 5: METRADO DE CARGAS PARA LOSAS**

| Nivel      | h (m) | CM (kg/m <sup>2</sup> ) | CV (kg/m <sup>2</sup> ) | W <sub>u</sub> (kg/m <sup>2</sup> ) |
|------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| 1er Piso   | 0.20  | 400                     | 300                     | 1070                                |
| 2do Piso   | 0.20  | 400                     | 50                      | 730                                 |
| Volado 2do | 0.20  | 400                     | 400                     | 1240                                |

Fuente: Elaboracion propia.

Consideraciones:

Las viguetas se repiten cada 40 cm., por lo que el metrado se realiza para franjas tributarias de 0.40m.

La losa se diseñará en una sola dirección y se tomará la franja más desfavorable para su diseño.

**PRIMER Y SEGUNDO PISO**

Se procederá a tomar los casos más desfavorables, el techo del segundo piso y el aligerado del volado, usando un ancho tributario de 0.40m.

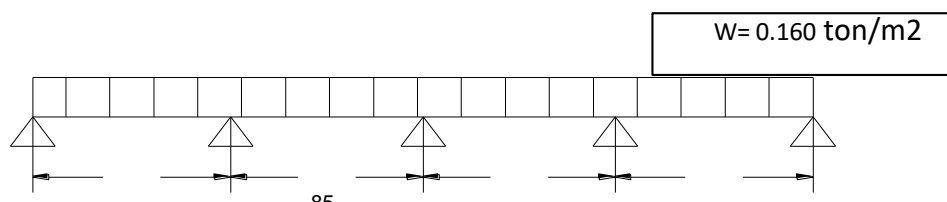
Cargas:

- Peso propio = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados = 100 kg/m<sup>2</sup>
- W<sub>cm</sub> = 400 kg/m<sup>2</sup> x 0.4 = 160 kg/m

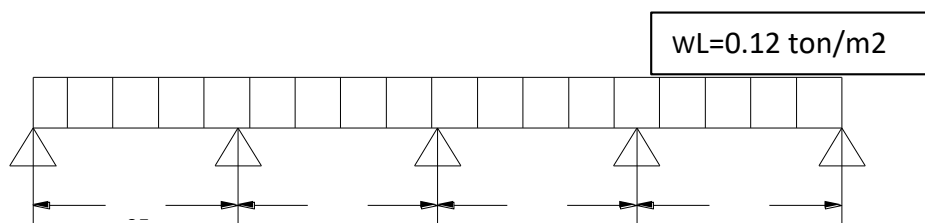
Aligerado Segundo Piso:

$$\text{Sobrecarga} = W_{cv} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 120 \text{ kg/m}$$

$$WD = 0.160$$



$$WL = 0.120$$



**FIGURA 23:** CARGAS APLICADAS EN EL ALIGERADO EN UN SENTIDO

### SEGUNDO PISO (Volado)

Se procederá a tomar los casos más desfavorables, el aligerado del volado, usando un ancho tributario de 0.40m.

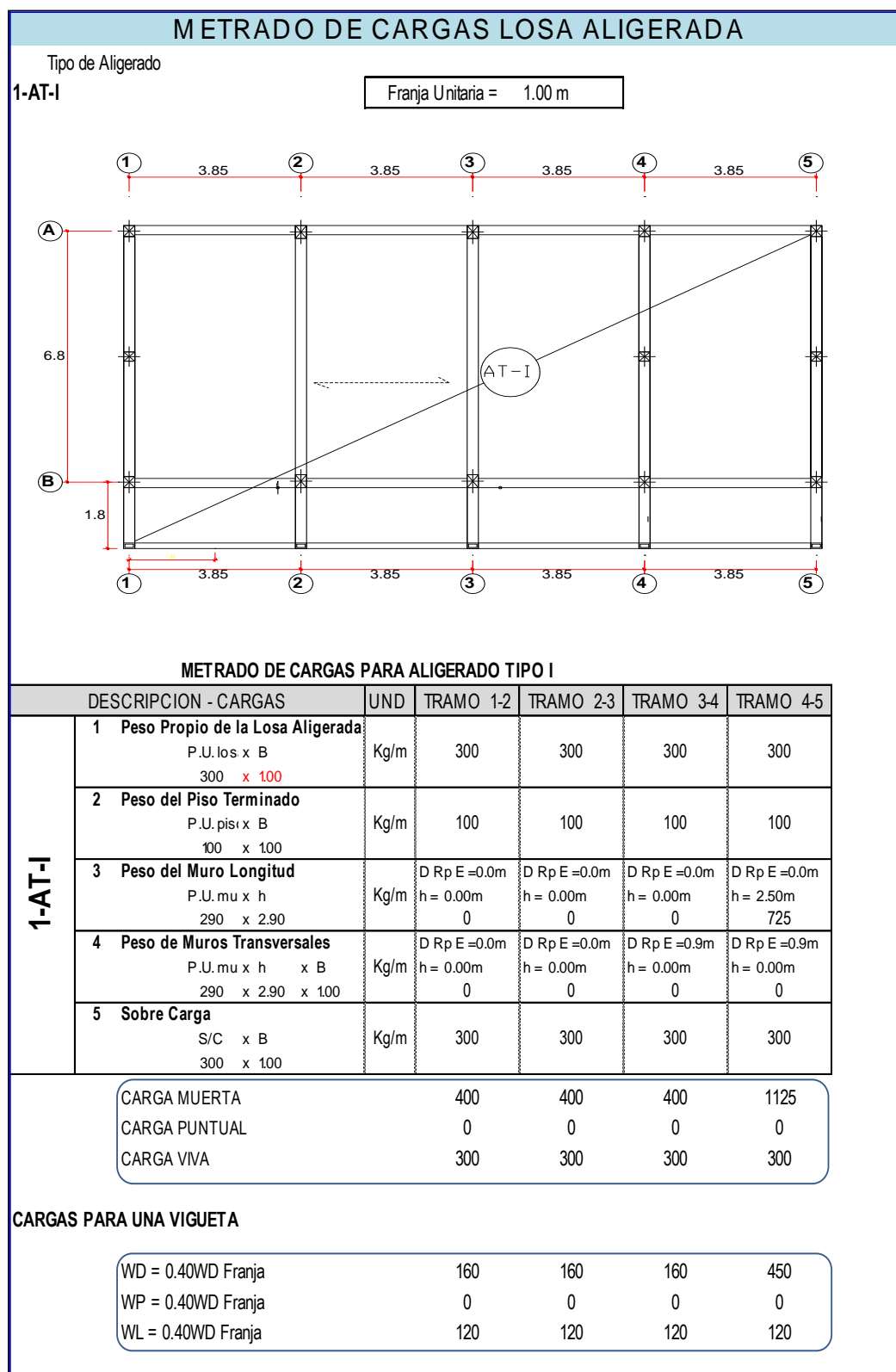
Cargas:

|  |                         |
|--|-------------------------|
| Peso propio                              | = 300 kg/m <sup>2</sup> |
| Acabados                                 | = 100 kg/m <sup>2</sup> |
| $W_{cm} = 400 \text{ kg/m}^2 \times 0.4$ | = 160 kg/m              |

Aligerado Segundo Piso:

$$\text{Sobrecarga} = W_{cv} = 400 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 = 160 \text{ kg/m}$$

**CUADRO 6: METRADO DE CARGAS DE LOSA ALIGERADA**



Fuente: Elaboración Propia

### 4.3. METRADO DE CARGAS EN VIGAS

Las vigas se encuentran sujetas a las cargas que transmite la losa, así como las cargas que actúan sobre ella como su peso propio, peso de tabiques, etc.

Consideraciones:

Las vigas se diseñarán de la misma manera que la losa aligerada en una dirección, con la diferencia que estas deberán diseñarse usando el ancho tributario más desfavorable.

#### 4.3.1. VIGAS PRINCIPALES DE PRIMER, SEGUNDO PISO

Vamos a proceder a tomar la viga del eje 3, por ser la que tiene una luz más larga y mayor ancho tributario.

Carga permanente:

Carga directa:

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.55 \times 2400 = 330 \text{ kg/m}$$

Carga de losa:

$$\text{Peso propio} = 300 \times (3.85 - 0.25) = 1080 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100 \times 3.85 = 385 \text{ kg/m}$$

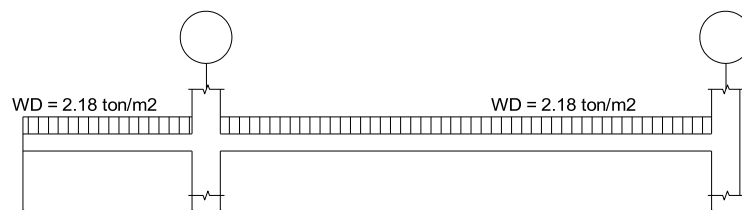
$$\text{Tabiquería} = 100 \times 3.85 = 385 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 2180 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga:

$$\text{Carga viva} = 300 \times 3.85 = 1155 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 1155 \text{ kg/m}$$





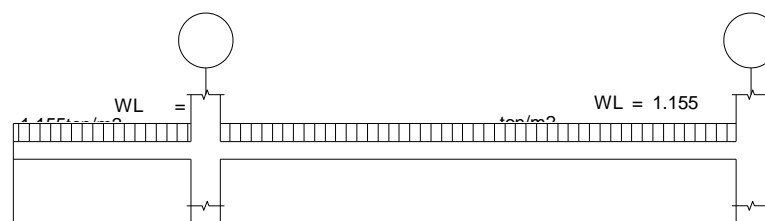


Figura 24: CARGAS ACTUANTES EN LAS VIGAS

| METRADO DE CARGAS VIGAS |   |             |                                  |                                  |                                   |       |
|-------------------------|---|-------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------|
| VIGA V101 25x40         |   | BT = 2.05 m |                                  |                                  |                                   |       |
|                         |   |             |                                  |                                  |                                   |       |
| NIVEL                   | METRADO DE CARGAS PARA VIGA   |             |                                  |                                  |                                   |       |
|                         | DESCRIPCION DE CARGAS   | UND         | TRAMO AB'                        | TRAMO B'B                        | TRAMO B- Volad                    |       |
| PRIMER                  | <b>1 Peso Propio de Viga</b><br>$Pe C^{\circ} \times b \times \text{peralte}$<br>$2400 \times 0.25 \times 0.40$ | Kg/m        | 240                              | 240                              | 240                               |       |
|                         | <b>2 Peso de la Losa Aligerada</b><br>$P.U. \text{ losa} \times B$<br>$300 \times 2.05$                         | Kg/m        | 615                              | 615                              | 615                               |       |
|                         | <b>3 Peso del Piso Terminado</b><br>$P.U. \text{ piso} \times B$<br>$100 \times 2.05$                           | Kg/m        | 205                              | 205                              | 205                               |       |
|                         | <b>4 Peso del Muro Longitud</b><br>$P.U. \text{ muro} \times h$<br>$520 \times 2.60$                            | Kg/m        | Dist =3.13m<br>h = 2.50m<br>1300 | Dist =3.13m<br>h = 2.50m<br>1300 | Dist =1.65m<br>h = 1.00m<br>290   |       |
|                         | <b>5 Peso de Muros Transversales</b><br>$P.U. \text{ muro} \times h \times B$<br>$290 \times 2.50 \times 2.05$  | Kg          | Dist =0.00m<br>h = 0.00m<br>0    | Dist =0.00m<br>h = 0.00m<br>0    | Dist =2.05m<br>h = 1.00m<br>594.5 |       |
|                         | <b>6 Sobre Carga</b><br>$S/C \times B$<br>$300 \times 2.05$   | Kg/m        | 615                              | 615                              | S/C =400<br>820                   |       |
|                         |   |             | CARGA MUERTA                     | 2360                             | 2360                              | 1350  |
|                         |   |             | CARGA PUNTUAL                    | 0                                | 0                                 | 594.5 |
|                         |   |             | CARGA VIVA                       | 615                              | 615                               | 820   |

#### 4.3.2. VIGAS SECUNDARIAS DE PRIMER Y SEGUNDO PISO

Vamos a tomar la viga del eje B, por ser la que tiene mayor ancho tributario.

Carga permanente:

Carga directa:

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2400 = 210 \text{ kg/m}$$

Carga de losa:

$$\text{Peso propio} = 300 \times (2.25 - 0.25) = 600 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100 \times 2.25 = 225 \text{ kg/m}$$

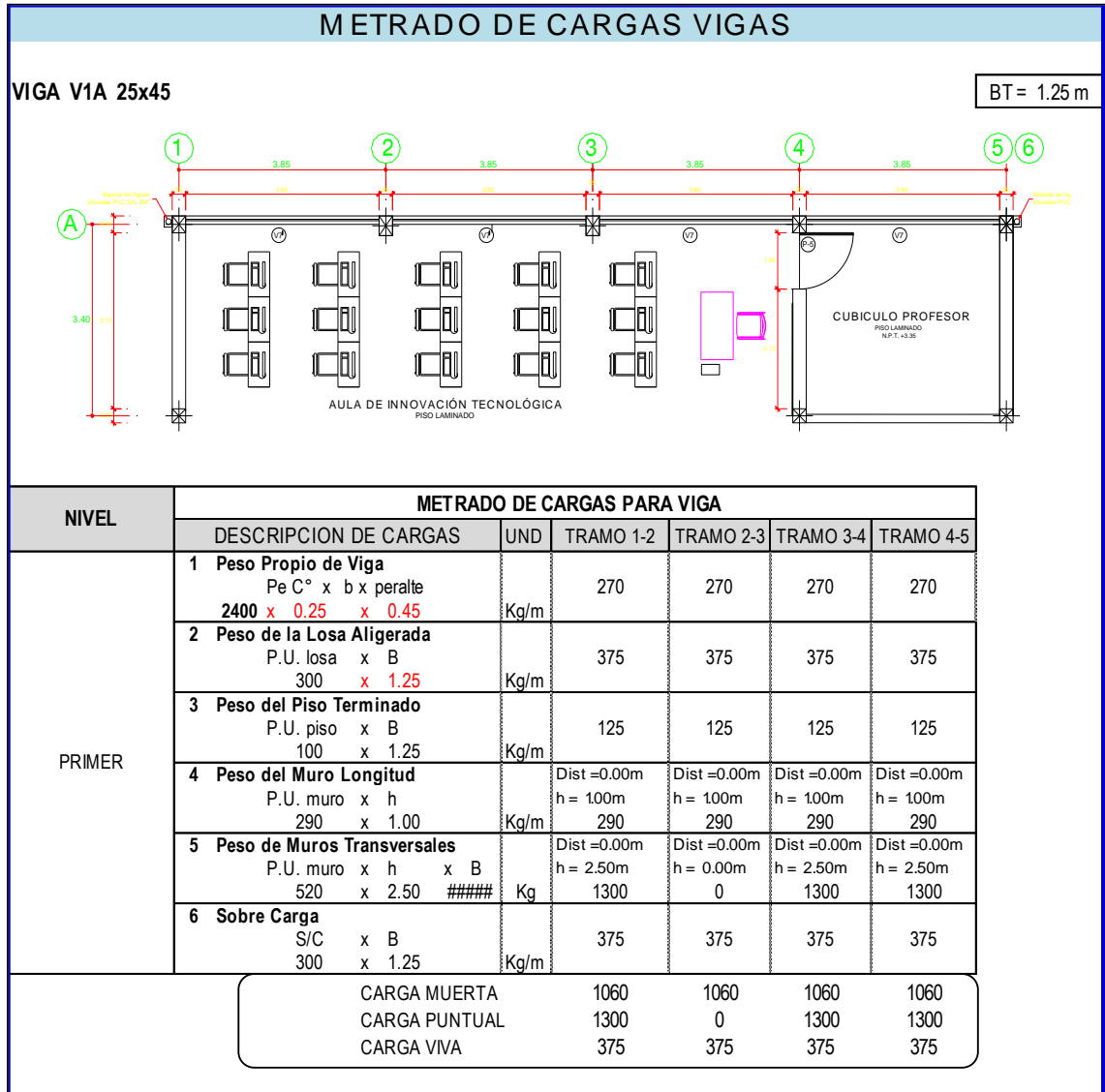
$$\text{Tabiquería} = 100 \times 2.25 = 225 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 1260 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga:

$$\text{Carga viva} = 400 \times 2.25 = 900 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 900 \text{ kg/m}$$



**4.4. METRADO DE COLUMNAS**

Las vigas se apoyan sobre las columnas transmitiéndoles fuerza cortante, que se acumula como carga axial en los entrepisos. Para obtener la carga axial en las columnas, deberá resolverse el problema hiperestático analizando los pórticos espacialmente; sin embargo, para metrar cargas se despreja el efecto hiperestático trabajando con áreas tributarias provenientes de subdividir los tramos de cada viga en partes iguales, o se regula la posición de las líneas divisorias para estimar los efectos hiperestáticos.

Las cargas provenientes de la losa (peso propio, acabados, sobrecarga, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud (kg/m<sup>2</sup>) por el

área de influencia, mientras que las cargas que actúan directamente en las vigas (peso propio, parapetos, tabiques, etc.) se obtienen multiplicando su magnitud por la longitud de influencia.

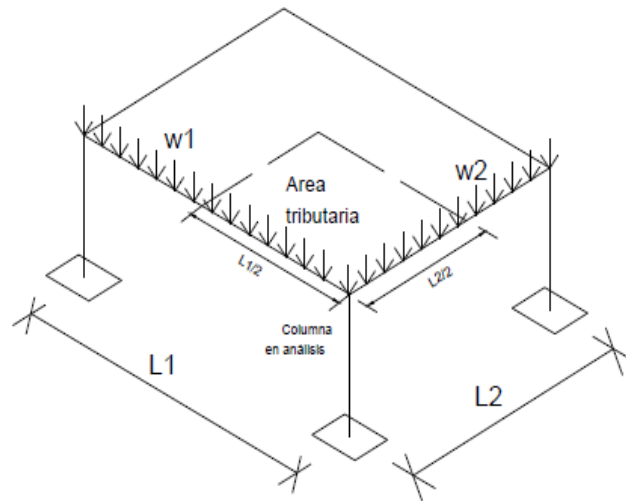
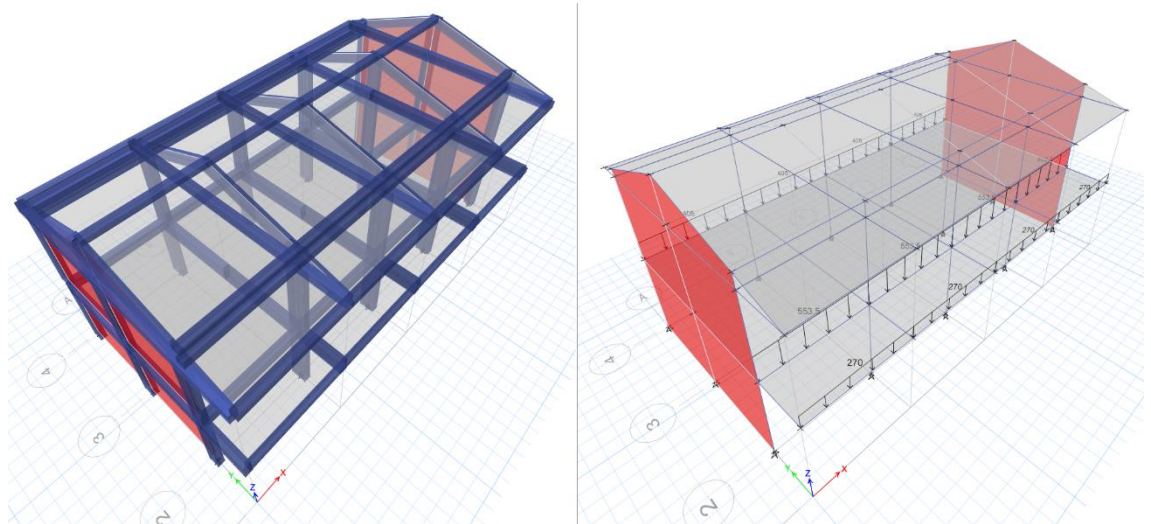


Figura 25: DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN LA COLUMNA

CUADRO 7: METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS

| Nivel 2 |  | BT= 1.00 m |                                   |                                   |                                   |                                  |          |
|---------|--|------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------|
|         |  |            |                                   |                                   |                                   |                                  |          |
| NIVEL   | METRADO DE CARGAS PARA COLUMNA   |            |                                   |                                   |                                   |                                  |          |
|         | DESCRIPCION DE CARGAS  | UND        | C - 1                             | C - 2                             | C - 3                             | C - 4                            |          |
| PRIMER  | 1 <b>Peso de la Losa Aligerada</b><br>P.U. losa x Area Trib.<br>300 x 1.00           | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>3927  | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>2091   | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>6006  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>2160  |          |
|         | 2 <b>Peso del Piso Terminado</b><br>P.U. piso x Area Trib.<br>100 x 1.00             | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>1309  | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>697    | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>2002  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>720   |          |
|         | 3 <b>Peso del Muro Cabeza</b><br>P.U. muro x h<br>520 x 3.00                         | Kg         | Dist=3.40m<br>h = 2.65m<br>4685.2 | Dist=3.40m<br>h = 2.60m<br>4596.8 | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0     |          |
|         | 4 <b>Peso de Muros Soga</b><br>P.U. muro x h x B<br>290 x 2.50 x 1.00                | Kg         | Dist=180m<br>h = 2.90m<br>1513.8  | Dist=180m<br>h = 2.90m<br>1513.8  | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0     |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Viga Principal</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.30 x 0.50  | Kg         | Dist=3.40m<br>h = 0.50m<br>1020   | Dist=3.40m<br>h = 0.40m<br>816    | Dist=5.20m<br>h = 0.45m<br>1872   | Dist=3.50m<br>h = 0.45m<br>8400  |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Viga Secundaria</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.25 x 0.45 | Kg         | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=3.85m<br>h = 0.30m<br>326.25 | Dist=180m<br>h = 0.25m<br>326.25 |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Columna</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.40 x 0.50         | Kg         | Dist=2.65m<br>h = 0.30m<br>477    | Dist=2.65m<br>h = 0.30m<br>477    | Dist=2.65m<br>h = 0.30m<br>1272   | Dist=2.65m<br>h = 0.25m<br>636   |          |
|         | 5 <b>Sobre Carga</b><br>S/C x B<br>300 x 1.00  | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>3927  | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>2091   | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>6006  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>2160  |          |
|         |  |            | CARGA MUERTA                      | 11418.20                          | 8677.80                           | 11478.25                         | 87842.25 |
|         |  |            | CARGA PUNTUAL                     | 1513.8                            | 1513.8                            | 6                                | 0        |
|         |  |            | CARGA VIVA                        | 3927                              | 2091                              | 6006                             | 2160     |
| NIVEL   | METRADO DE CARGAS PARA COLUMNA   |            |                                   |                                   |                                   |                                  |          |
|         | DESCRIPCION DE CARGAS  | UND        | C - 1                             | C - 2                             | C - 3                             | C - 4                            |          |
| SEGUNDO | 1 <b>Peso de la Losa Aligerada</b><br>P.U. losa x Area Trib.<br>300 x 1.00           | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>3927  | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>2091   | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>6006  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>2160  |          |
|         | 2 <b>Peso del Piso Terminado</b><br>P.U. piso x Area Trib.<br>100 x 1.00             | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>1309  | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>697    | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>2002  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>720   |          |
|         | 3 <b>Peso del Muro Cabeza</b><br>P.U. muro x h<br>520 x 3.00                         | Kg         | Dist=3.40m<br>h = 2.90m<br>5127.2 | Dist=3.40m<br>h = 2.60m<br>4596.8 | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0     |          |
|         | 4 <b>Peso de Muros Soga</b><br>P.U. muro x h x B<br>290 x 2.50 x 1.00                | Kg         | Dist=180m<br>h = 2.90m<br>1513.8  | Dist=180m<br>h = 2.90m<br>1513.8  | Dist=3.85m<br>h = 1.90m<br>1377.5 | Dist=0.00m<br>h = 0.00m<br>0     |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Viga Principal</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.25 x 0.35  | Kg         | Dist=3.40m<br>h = 0.35m<br>856.8  | Dist=3.40m<br>h = 0.35m<br>856.8  | Dist=5.20m<br>h = 0.35m<br>1310.4 | Dist=3.50m<br>h = 0.35m<br>882   |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Viga Secundaria</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.25 x 0.30 | Kg         | Dist=3.85m<br>h = 0.00m<br>0      | Dist=180m<br>h = 0.00m<br>0       | Dist=3.85m<br>h = 0.30m<br>2772   | Dist=180m<br>h = 0.30m<br>1296   |          |
|         | 5 <b>Peso Propio de Columna</b><br>Pe C° x b x peralte<br>2400 x 0.40 x 0.50         | Kg         | Dist=2.65m<br>h = 0.30m<br>477    | Dist=2.65m<br>h = 0.30m<br>477    | Dist=2.80m<br>h = 0.25m<br>1344   | Dist=2.80m<br>h = 0.25m<br>672   |          |
|         | 5 <b>Sobre Carga</b><br>S/C x B<br>50 x 1.00   | Kg         | Dist=0.00m<br>A = 13.09m<br>654.5 | Dist=0.00m<br>A = 6.97m<br>348.5  | Dist=0.00m<br>A = 20.02m<br>1001  | Dist=0.00m<br>A = 7.20m<br>360   |          |
|         |  |            | CARGA MUERTA                      | 11697.00                          | 8718.60                           | 13434.40                         | 5730.00  |
|         |  |            | CARGA PUNTUAL                     | 1513.8                            | 1513.8                            | 1377.5                           | 0        |
|         |  |            | CARGA VIVA                        | 654.5                             | 348.5                             | 1001                             | 360      |

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 26: MODELO DE LA ESTRUCTURA EN 3-D.**

Fuente: Elaboracion propia.

## CAPITULO V

### ANALISIS SISMICO

#### 5.1. GENERALIDADES

A través del análisis sísmico se busca determinar las fuerzas internas en cada uno de los elementos del sistema estructural para proceder a diseñarlos.

Con este análisis se pretende conocer los desplazamientos totales y los desplazamientos de entrepiso cuales serán luego comparados con los desplazamientos laterales permisibles de entrepiso que estipula la norma E.030 en su artículo 15.

#### 5.2. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SISMICO

##### 5.2.1. Características de los Materiales:

Concreto:  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  (Vigas, Columnas y Losa aligerada)

Concreto:  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$  (Zapatas)

Acero :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

##### 5.2.2. Cargas Unitarias:

Concreto armado =  $2400 \text{ Kg/m}^3$

Peso Losa Aligerada =  $300 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecargas =  $300 \text{ Kg/m}^2$  (aulas y laboratorios)

##### 5.2.3. Parámetros de sitio:

**Zonificación (Factor de Zona).**- se considera que estará ubicado en una zona altamente sísmica, por lo que se considera:

$$Z = 0.25 \text{ (zona 2)}$$

**Condiciones geotécnicas.**- se considera un suelo del tipo  $S_2$

$$S = 1.2 \text{ (suelo intermedio)}$$

$$T_p = 0.6$$

$$T_L = 2.0$$

**Factor de Amplificación Sísmica.-** Este factor será necesario evaluar cuando se realice el análisis dinámico y la expresión con la que se halla el valor de “C” (factor de amplificación sísmica) es:

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Para los valores:

$T$  = Periodo fundamental

$h_n$  = Altura total de la edificación,  $h_n = 8.50m$

$C_T$  = 35 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismo-resistentes son pórticos.

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{8.50}{35} = 0.24$$

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

#### 5.2.4. Requisitos Generales:

**Categoría de la Edificación.-** El proyecto se trata de una edificación esencial pues está destinada a centros educativos, por ello según la tabla número 5 de la norma técnica E.030 se tiene como factor de uso e importancia:

$$U = 1.5 \text{ (edificaciones esenciales)}$$

**Configuración estructural.-** se trata de una estructura que en su configuración es regular, no tiene discontinuidades significativas



horizontales ó verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

**Sistema estructural.-** se considera estructura de concreto armado de Pórticos en el sentido de la fachada eje X-X, en donde las acciones sísmicas serán resistidas por las columnas, y estructura de albañilería confinada en el sentido Y-Y, donde las acciones sísmicas serán resistidas por los muros confinados..

$R_x = 8$  (Coeficiente de reducción)

$R_y = 3$

### 5.3. ANALISIS SISMICO

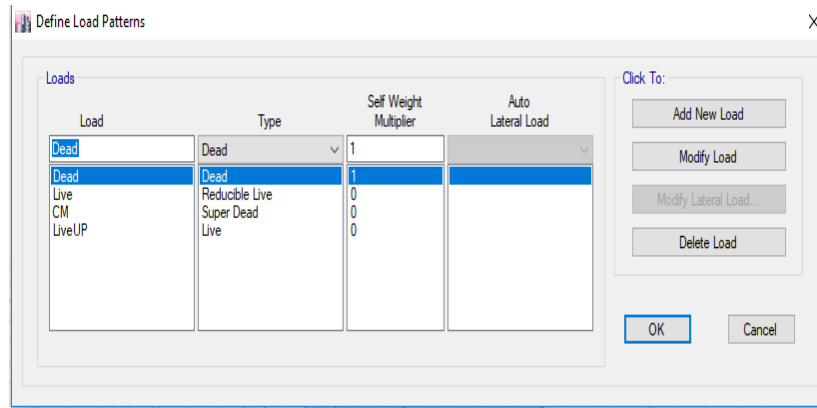
- Para modelar el edificio, con el método de los pórticos planos, y hacer el análisis sísmico del mismo con el programa ETABS (versión 16.0.2), se siguieron los siguientes pasos que a continuación se mencionarán:

Se definieron las propiedades del concreto empleado, el cual fue de una resistencia a la compresión (f.c) de 210 Kg. / cm<sup>2</sup>. El módulo de elasticidad (Ec) correspondiente a este concreto se obtuvo de la fórmula siguiente:

$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$  , con lo que se obtuvo:  $E_c = 217370.7$  Kg. / cm<sup>2</sup>.

El módulo de Poisson (u) tomado fue de:  $u = 0.2$

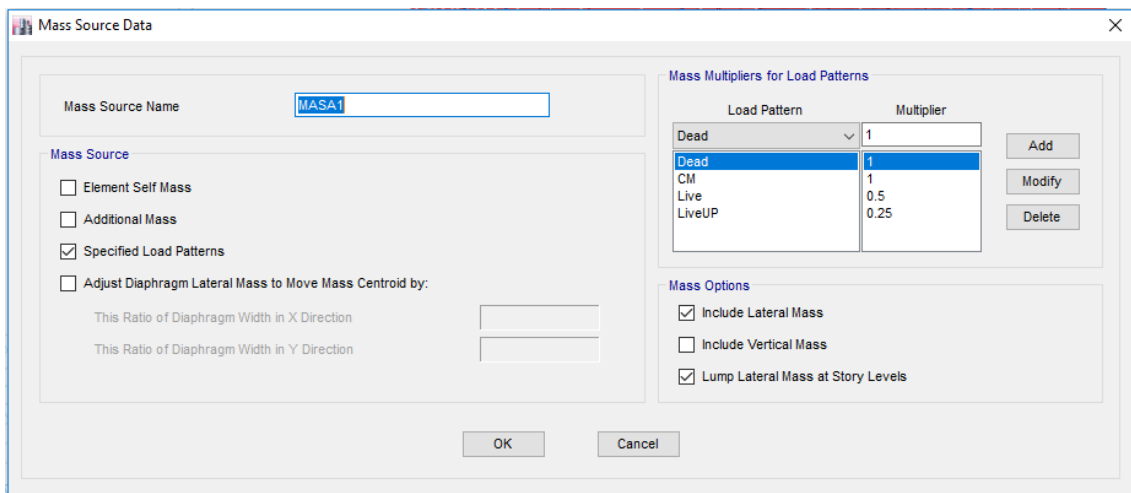
- - Se definieron en el programa las secciones de columnas y vigas a utilizarse; es decir, se definieron sus dimensiones, área, constante torsional, momentos de inercia y áreas de corte. También se definió la losa como elemento Shell.
- - Se definieron las cargas muertas y vivas en el programa Etabs, que entraran en el análisis Estático como sigue:



- Se asignaron las cargas estáticas en vigas y losas.

- Se definió la fuente de masa como sigue:

$$P = (\text{Peso propio} + \text{CM}) + 0.50 * \text{Live} + 0.25 * \text{LiveUP}$$



Ahora nos toca la creación del case de análisis sísmico estático, como se mencionó en la sección donde se analizó el espectro de sismo, se requiere indicar el valor de la aceleración. Para el caso de la NTE E-0 30 el valor hallado es = 0.140625.

$$C = ZUCS/R = 0.140625$$

Luego, editamos estos casos en *Modify Lateral Load*, este valor de la aceleración calculada le asignaremos en *Base Shear Coefficient C*

### 5.4. ANALISIS SISMICO ESPECTRAL

Definimos la función espectro de respuesta hallada en la siguiente ecuación: (MarcadorDePosición1)

$$Sa(t) = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Datos para el Cálculo del Espectro de Respuesta Sísmica

|  |   |                       |                    |
|--|---|-----------------------|--------------------|
| a).- Zona Sísmica : Z                    | <input type="text" value="2"/>  | Z=                    | 0.25               |
| b).- Tipo de Perfiles de suelos          | <input type="text" value="Suelos Intermedios"/>                             | S=                    | 1.20               |
| c).-Altura de la Edificación             | h= 7.9  | T <sub>p</sub> = 0.60 | T <sub>L</sub> = 2 |
| d).-Periodo de Vibracion                 | <input type="text" value="Pórticos de concreto armado sin muros de corte"/> |                       |                    |
|  | CT= 60  | Tx= 0.131666667       |                    |
|  | CT= 35  | Ty= 0.22571           | C= 2.5             |
| e).-Categoría de la edificación          | <input type="text" value="Instituciones educativas"/>                       |                       | U= 1.5             |
| f).-Sistema Estructural X:               | <input type="text" value="C°A°: Pórticos"/>                                 | Rx:                   | 8                  |
| g).-Sistema Estructural Y:               | <input type="text" value="Albañilería Armada o Confi nada."/>               | Ry:                   | 3                  |
| h).-Irregularidad Estructural en Altura: | <input type="text" value="Regular"/>  | I <sub>p</sub> :      | 1                  |
| i).-Irregularidad Estructural en Planta: | <input type="text" value="Regular"/>  | I <sub>a</sub> :      | 1                  |

$$R = R_x I_p I_a$$



Rx: 8  
Ry: 3

|                  |      |
|------------------|------|
| Factor de Uso: U | 1.50 |
| Suelos: S        | 1.20 |
| Zona Sísmica     | 0.25 |

|                        |      |
|------------------------|------|
| En X: Pórticos de C°A° | 8.00 |
| En Y: Pórticos de C°A° | 3.00 |

**Tabla 22:**Tabla de Pseudoaceleraciones y espectro de respuesta.

| PERIODO (T) | C     | Sa(t): X-X | Sa(t): Y-Y |
|-------------|-------|------------|------------|
| 0.10        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.20        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.30        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.40        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.50        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.60        | 2.500 | 1.3795     | 3.6788     |
| 0.70        | 2.143 | 1.1825     | 3.1532     |
| 0.80        | 1.875 | 1.0346     | 2.7591     |
| 0.90        | 1.667 | 0.9197     | 2.4525     |
| 1.00        | 1.500 | 0.8277     | 2.2073     |
| 1.25        | 1.200 | 0.6622     | 1.7658     |
| 1.50        | 1.000 | 0.5518     | 1.4715     |
| 1.75        | 0.857 | 0.4730     | 1.2613     |
| 2.00        | 0.750 | 0.4139     | 1.1036     |
| 2.50        | 0.480 | 0.2649     | 0.7063     |
| 3.00        | 0.333 | 0.1839     | 0.4905     |
| 4.00        | 0.188 | 0.1035     | 0.2759     |
| 6.00        | 0.083 | 0.0460     | 0.1226     |
| 8.00        | 0.047 | 0.0259     | 0.0690     |
| 10.00       | 0.030 | 0.0166     | 0.0441     |

**Fuente:** Elaboracion Propia.

$$Sa(t) = \frac{ZUCS}{R} * g$$

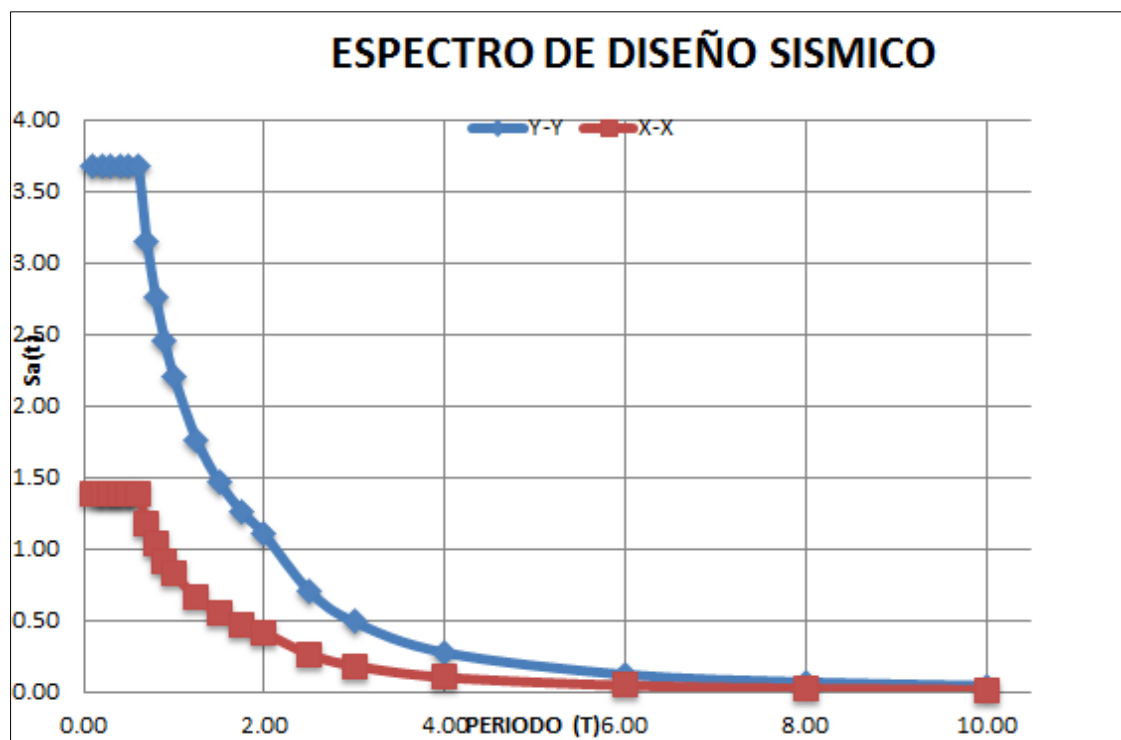


Figura 27: Diagrama de Espectro de Pseudoaceleraciones

### 5.5. VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

La norma peruana especifica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis dinámico (X y Y), la fuerza cortante en la base del edificio deberá ser mayor o igual que el 80% (en edificios regulares) de la misma fuerza calculada a través de un análisis estático. En caso contrario se deberán incrementar los resultados del análisis dinámico por medio de un factor de escala.

Estos *factores de escala* van a servir para multiplicar a los casos de carga de análisis espectral, con la finalidad de utilizarlos como casos de carga de sismo dentro de las combinaciones de carga.

#### Calculo de la Cortante en la base del caso estático

El cortante en la base está definido por  $V = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P / R$ , en donde P es el peso total de la edificación y  $C / R \geq 0.125$ .

Tabla 23: Periodos de vibración y factor de participación másica

| Mode | Period | UX       | UY       | Sum UX | Sum UY   |
|------|--------|----------|----------|--------|----------|
|      | sec    |          |          |        |          |
| 1    | 0.351  | 0.8951   | 0        | 0.8951 | 0        |
| 2    | 0.129  | 0.0954   | 7.18E-06 | 0.9905 | 7.25E-06 |
| 3    | 0.114  | 0.0001   | 0.8513   | 0.9906 | 0.8513   |
| 4    | 0.114  | 0.0093   | 0.0037   | 0.9999 | 0.855    |
| 5    | 0.092  | 0.0001   | 0.0099   | 1      | 0.8649   |
| 6    | 0.078  | 7.40E-06 | 1.14E-06 | 1      | 0.8649   |
| 7    | 0.07   | 2.50E-06 | 1.73E-05 | 1      | 0.8649   |
| 8    | 0.045  | 0        | 0.1319   | 1      | 0.9969   |
| 9    | 0.034  | 6.14E-06 | 0.0007   | 1      | 0.9976   |
| 10   | 0.03   | 6.85E-07 | 0.0004   | 1      | 0.998    |
| 11   | 0.029  | 0        | 0.0003   | 1      | 0.9983   |
| 12   | 0.028  | 6.45E-07 | 0.0002   | 1      | 0.9985   |

Fuente: Elaboración Propia.

En las direcciones X y Y, para cada uno de los periodos fundamentales, se calcula el valor de C. En la tabla 24 se muestra el cálculo de C y la verificación de la condición

$$C / R \geq 0.125.$$

El Bloque A tiene las siguientes características:

$$Z = 0.25, U = 1.5, S = 1.2, T_p = 0.6, h_n = 8.50, R_x = 8, R_y = 8$$

$$T = \frac{h_n}{c_T} = \frac{8.5}{35} = 0.24286 \qquad T_p = 0.6$$

$$T_p > T \Rightarrow C = 2.5$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.125$$

*Calculo del peso de la edificación*

Tabla 24: Coeficiente de la Cortante basal (Etabs).

|    | C        |
|----|----------|
| Sx | 0.140625 |
| Sy | 0.375    |

| Load Pattern | Type    | Direction  | Eccentricity % | Ecc. Overridden          | Top Story | Bottom Story | C        | K | Weight Used kgf | Base Shear kgf |
|--------------|---------|------------|----------------|--------------------------|-----------|--------------|----------|---|-----------------|----------------|
| SX           | Seismic | X + Ecc. Y | 5              | <input type="checkbox"/> | Story2    | Base         | 0.140625 | 1 | 281804.62       | 39628.77       |
| SY           | Seismic | Y + Ecc. X | 5              | <input type="checkbox"/> | Story2    | Base         | 0.375    | 1 | 281804.62       | 105676.73      |

$$P = 281.805 \text{ Tn}$$

**Cortante Basal Estatico en el Eje X e Y**  $V_x = \frac{ZUCS}{R} * P$

$$V_x = \frac{0.25 * 1.5 * 2.5 * 1.2}{8} * 281.805 = 39.63 \text{ Ton}$$

$$V_y = \frac{0.25 * 1.5 * 2.5 * 1.2}{3} * 281.805 = 105.68 \text{ Ton}$$

$$V_x = 14.06\% P$$

$$V_y = 37.50\% P$$

**Calculo de la Cortante en la base del caso Dinámico**

| Story  | Load Case/Combo | Location | P tonf | VX tonf | VY tonf  | T tonf-m | MX tonf-m | MY tonf-m |
|--------|-----------------|----------|--------|---------|----------|----------|-----------|-----------|
| Story1 | Sismo X-X Max   | Bottom   | 0      | 35.735  | 0.0719   | 171.498  | 0.3668    | 180.3829  |
| Story1 | Sismo Y-Y Max   | Bottom   | 0      | 0.2211  | 105.8443 | 931.9848 | 538.2287  | 0.5294    |

$$V_x \text{ din} = 35.735 \text{ Tn}$$

$$V_y \text{ din} = 105.844 \text{ Tn}$$

**Calculo de los factores de escala para comprobación de Fuerza Cortante mínima.**

Para calcular los factores de escala, se debe comparar la fuerza cortante del caso dinámico contra la fuerza cortante del caso estático y verificar que el cociente sea mayor o igual a 0.80, como se muestra en la tabla 5-5.

**Tabla 25: Factores de escala del caso dinámico.**

|                          |                          |
|--------------------------|--------------------------|
| Vx din. = 35.735         | Vy din = 105.844         |
| Vx est. = 39.63          | Vy est. = 105.68         |
| Vx din. / Vx est. = 0.90 | Vy din. / Vy est. = 1.00 |

Fuente: Elaboracion Propia.

En la norma E-030 especifica que para estructuras regulares la fuerza cortante minima es 80% del cortante basal estático, se ha obtenido un cociente mayor al 80% por tanto no escalamos la estructura.

## 5.6. COMBINACIONES DE LOS CASOS DE CARGA

Para que se muestren las fuerzas internas en los elementos de la estructura, tomando en cuenta que el edificio ha sido cargado en diferentes etapas durante su construcción, se debe definir un caso de secuencia constructiva. Tenemos 9 combinaciones:

- 1) 1.4 CM+1.7 CV
- 2) 1.25 CM+1.25 CV+ SXX
- 3) 1.25 CM +1.25 CV – SXX
- 4) 1.25 CM + 1.25 CV + SYY
- 5) 1.25 CM + 1.25 CV - SYY
- 6) 0.9 CM + SXX
- 7) 0.9 CM – SXX
- 8) 0.9 CM + SYY
- 9) 0.9 CM – SYY

## FUERZAS INTERNAS EN LA ESTRUCTURA

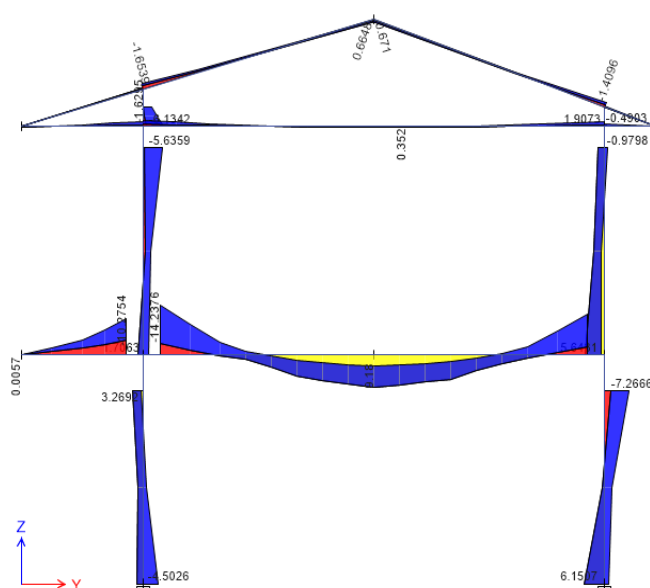


Figura 28: Momentos Flectores para el Pórtico 2.  
Fuente:Elaboracion Propia.



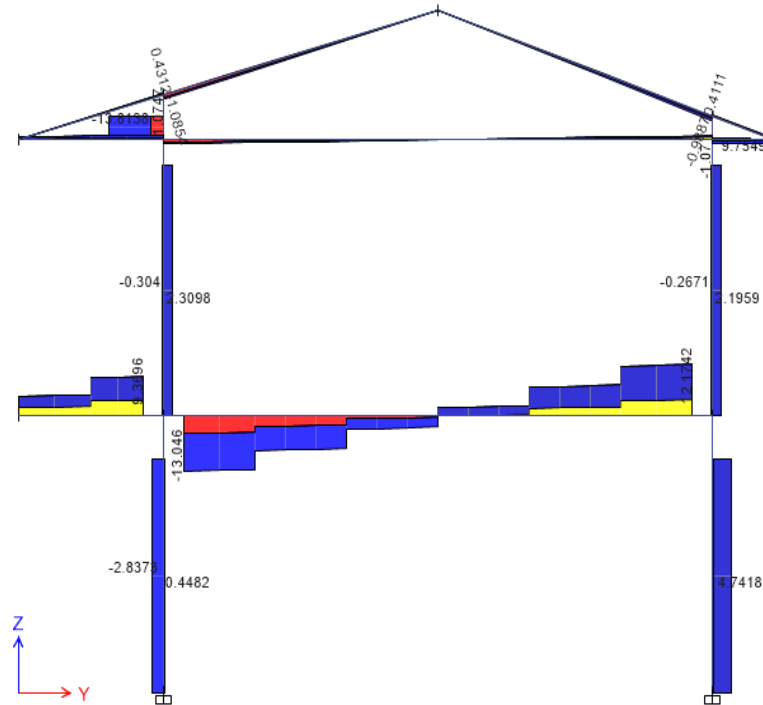


Figura 29: Fuerza Cortante para el Pórtico 2  
Fuente:Elaboracion Propia.

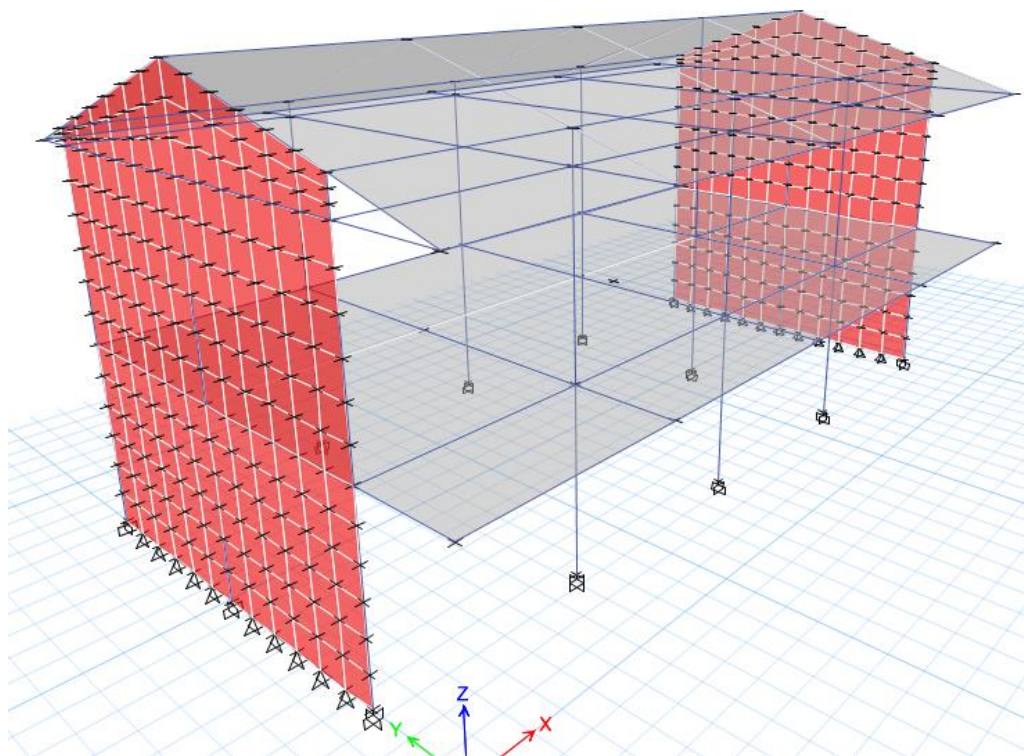


Figura 30: Vista del Bloque A

### 5.7. RESULTADOS DEL ANALISIS

Junta de separación sísmica: esta distancia no será menor a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes, ni menor que:

$$s = 3 + 0.004 (h - 500) \text{ y } s > 3 \text{ cm , entonces,}$$

$$s = 3 + 0.004 (790 - 500) = 4.16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la estructura tendrá una separación de 4.00 cm del bloque adyacente en este caso la escalera.

### 5.8. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El cálculo de los desplazamientos laterales se realizó multiplicando por 0.75 veces el coeficiente de reducción sísmica (R), los resultados de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico. Por lo tanto, en ambas direcciones se multiplicaron los resultados por 7/1000.

**Tabla 26: Desplazamiento en la dirección X-X**

| Piso | Desplaz   | despl. Rel. Δe | 0.75*R*Δi  | Δi/H         | Limite    |
|------|-----------|----------------|------------|--------------|-----------|
| 2    | 5.4<br>68 | 2.744          | 16.<br>464 | 0.0<br>02084 | 0.0<br>07 |
| 1    | 2.7<br>24 | 2.724          | 16.<br>344 | 0.0<br>05107 | 0.0<br>07 |

Fuente: Elaboración Propia.

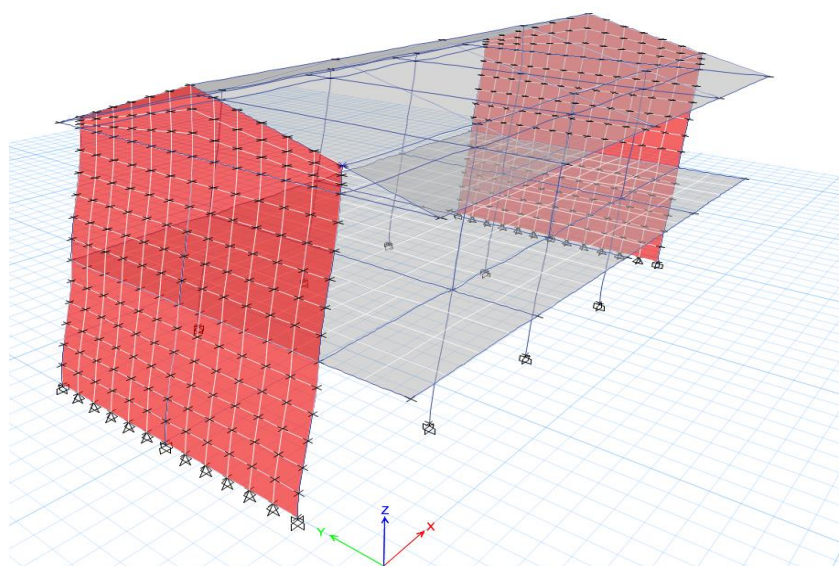


Figura 31: Vista del bloque A desplazado en el eje X-X

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27:Desplazamiento en la dirección Y-Y

| Piso | Desplaz | despl. Rel. $\Delta e$ | $0.75 * R * \Delta i$ | $\Delta i / H$ | Limite |
|------|---------|------------------------|-----------------------|----------------|--------|
| 2    | 2.049   | 0.972                  | 2.187                 | 0.000276       | 0.005  |
| 1    | 1.077   | 1.077                  | 2.42325               | 0.000757       | 0.005  |

Fuente: Elaboración Propia

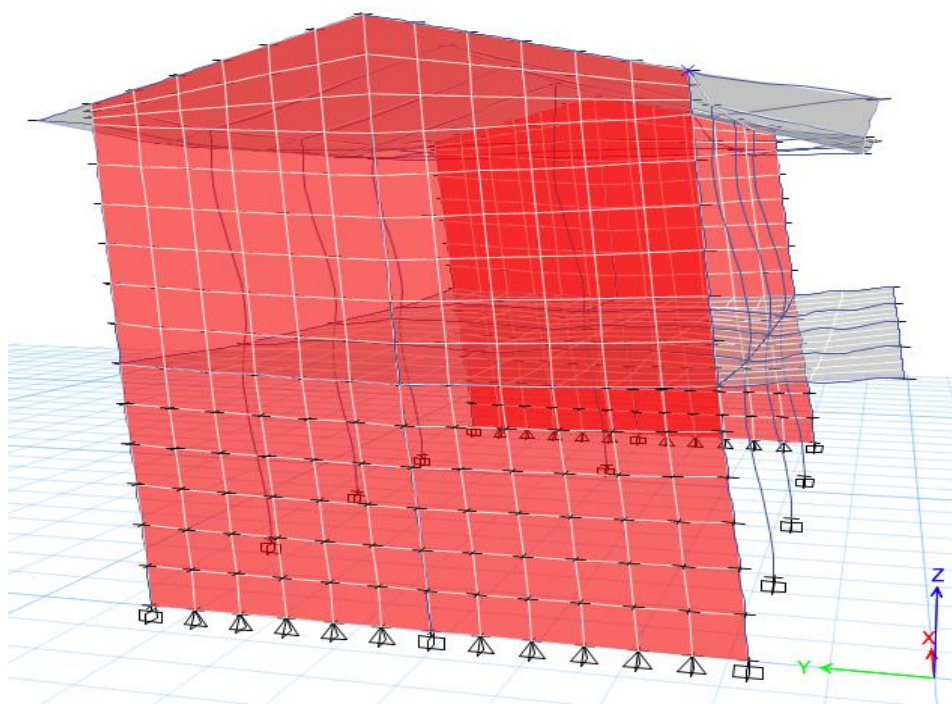


Figura 32: Vista del bloque A desplazado en el eje Y-Y

Fuente: Elaboración Propia

### 5.9. CONTROL DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

Se debe comprobar que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento, de dos pisos consecutivos, no exceda de 0.007 la altura de entrepiso.

| Story Max/Avg Drifts  |        |                 |           |              |              |       |
|-----------------------|--------|-----------------|-----------|--------------|--------------|-------|
| 1 de 5   Reload Apply |        |                 |           |              |              |       |
|                       | Story  | Load Case/Combo | Direction | Max Drift mm | Avg Drift mm | Ratio |
| ▶                     | Story2 | Sismo X-X Max   | X         | 2.905        | 2.759        | 1.053 |
|                       | Story2 | Sismo Y-Y Max   | X         | 0.2          | 0.118        | 1.693 |
|                       | Story2 | Sismo Y-Y Max   | Y         | 1.45         | 1.148        | 1.262 |
|                       | Story1 | Sismo X-X Max   | X         | 2.724        | 2.712        | 1.004 |
|                       | Story1 | Sismo Y-Y Max   | Y         | 1.307        | 1.192        | 1.096 |

## 6.0 METODOS DE DISEÑO

Los elementos de concreto armado se diseñaron con el diseño por resistencia o también llamado diseño a la rotura. Lo que se pretende es proporcionar a los elementos una resistencia adecuada según lo que indica la norma N.T.E E-060 utilizando factores de cargas y factores de reducción primero se tiene de un metrado las cargas de servicio, las cuales se amplifican mediante los llamados factores de carga y las combinaciones amplificadas se muestran a continuación.

- 1) 1.4 CM+1.7 CV
- 2) 1.25 CM+1.25 CV+ SXX
- 3) 1.25 CM +1.25 CV – SXX
- 4) 1.25 CM + 1.25 CV + SYY
- 5) 1.25 CM + 1.25 CV - SYY
- 6) 0.9 CM + SXX
- 7) 0.9 CM – SXX
- 8) 0.9 CM + SYY
- 9) 0.9 CM – SYY

Estas combinaciones se encuentran especificadas en la RNE E-060 y de esta manera se está analizando la estructura en su última etapa. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse con la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el esfuerzo realmente colocado), multiplicada por un factor  $\phi$  de reducción de resistencia, según el tipo de sollicitación a la que este sometido el

elemento. Los factores de reducción de resistencia se indica en la norma RNE E-060 algunos de estos son

- Flexion 0.90
- Cortante 0.85
- Flexo compresión 0.7

### 6.1 MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales a utilizarse en la construcción de los elementos estructurales son:

**Concreto Armado:** Es el concreto que tiene acero de refuerzo distribuido en el elemento para que pueda resistir los refuerzos a los que se encuentre sometido. Las propiedades varían de acuerdo al tipo de concreto y acero.

|                             |                |
|-----------------------------|----------------|
| Resistencia a la compresión | $f'c=210$      |
| Modulo de poisson           | $\nu=0.15$     |
| Modulo de elasticidad       | $\sqrt{\quad}$ |

**Acero de Refuerzo:** debido a que el concreto tiene poca resistencia a la tracción se coloca acero en el concreto para que soporte estas tracciones, además contribuyen a resistir la compresión y corte. El acero que se usa son barras de acero corrugado de grado 60. Las propiedades de estas barras son las siguientes.

- Limite de fluencia :  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo de Elasticidad :  $E_s=2\ 000\ 000 \text{ kg/cm}^2$



## CAPITULO VI

### DISEÑO DE LOSAS

#### 6.1. PRINCIPIO DE DISEÑO

El principio de diseño indicado por la Norma de Concreto E-060 es el “Método por Resistencia”, también llamado “Método de Rotura”.

El método de diseño a la rotura, requiere que las cargas aplicadas a la estructura sean incrementadas mediante factores de amplificación, y las resistencias nominales sean reducidas por factores de reducción de resistencia ( $\emptyset$ ).

$$\emptyset R_u \geq \sum U_i \times S_i$$

Dónde:  $\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia  
Ru: Resistencia nominal del elemento  
U<sub>i</sub>: Factor de amplificación de cargas  
S<sub>i</sub>: Carga aplicada a la estructura

La NTE- 060 indica que la resistencia requerida (U), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Así mismo, la NTE- 060 indica que el factor de reducción de resistencia  $\emptyset$  deberá ser:

- Para flexión sin carga axial  $\emptyset = 0.90$
- Para flexión con carga axial de tracción  $\emptyset = 0.90$

Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral  $\emptyset = 0.75$
- Otros elementos  $\emptyset = 0.70$
- Para cortante sin o con torsión  $\emptyset = 0.85$
- Para aplastamiento en el concreto  $\emptyset = 0.70$

## 6.2. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

### 6.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñarán como vigas de sección T, ya que no reciben esfuerzos de sismo se usará sólo las siguientes hipótesis de carga:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \quad \text{RNE- 060 (concreto Armado)}$$

Debido a que la viga trabaja como sección T, en el caso de momentos positivos se trabajará con  $b = 40 \text{ cm}$ , y para momentos negativos con  $b = 10 \text{ cm}$ .

### 6.2.2. DISEÑO POR CORTE

Las viguetas se diseñarán por corte, sin considerar contribución del acero ( $V_s=0$ ). Cuando el cortante actuante sea mayor que el proporcionado por el concreto se requiere el uso de ensanches; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en los extremos de la losa, de manera que se aumente el área de concreto, y consecuentemente aumenta la resistencia al corte.

El reglamento permite un incremento del 10% en la resistencia al corte de las viguetas (E-060). Por lo tanto, tendremos:

$$V_n = 1.1 \times 0.53x \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{Resistencia nominal al corte})$$

$$\emptyset V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53x \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{Resistencia de diseño})$$

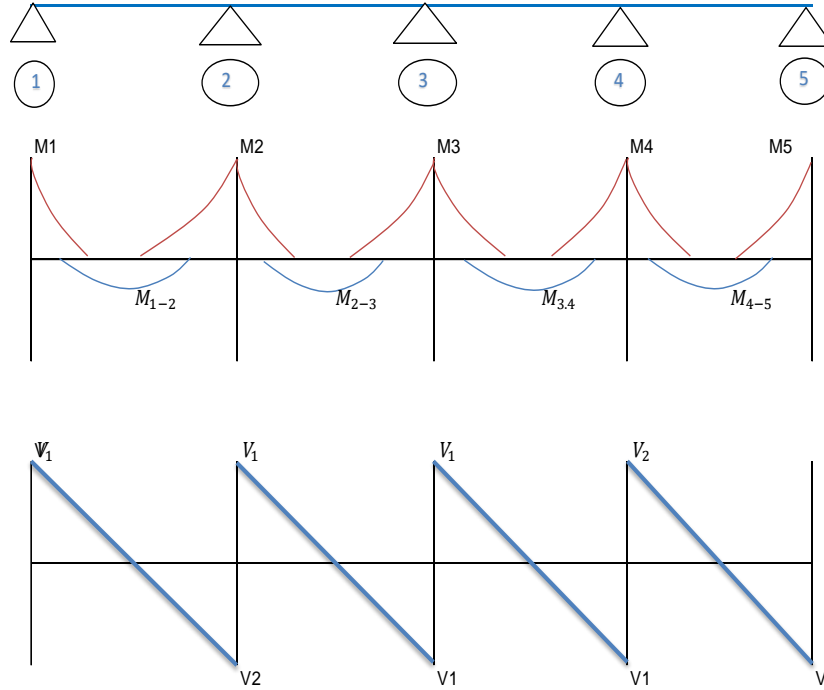
| DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL EN LOSAS ALIGERADAS |              |                    |       |        |            |                  |
|--|--------------|--------------------|-------|--------|------------|------------------|
| ALIGERADO : TIPO I                               |              |                    |       |        |            |                  |
| CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO                     |              |                    |       |        |            |                  |
| $\phi = 0.90$                                    | $f_y = 4200$ | Kg/cm <sup>2</sup> | VIGA: | B = 40 | r = 2.5    | $\beta_1 = 0.85$ |
| MULT. = .0 Ton-m                                 | $f_c = 210$  | Kg/cm <sup>2</sup> |       | h = 20 | r = 3.0    | t = 5.00         |
|  |              |                    |       | b = 10 | E = 217371 | d = 18           |

WD= 160 kg/m<sup>2</sup>

WL= 120 kg/m<sup>2</sup>

WU= 428 kg/m<sup>2</sup>

**METODO DE LOS COEFICIENTES DEL ACI**



**MOMENTOS NEGATIVOS EN APOYOS**

$$M_1 = M_5 = \frac{1}{24} (WU * L^2) = \frac{1}{24} (428 * 3.85^2) = 264.33 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = M_4 = \frac{1}{10} (WU * L^2) = 634.40 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = \frac{WU * L^2}{11} = 576.73 \text{ kg-m}$$

**MOMENTOS POSITIVOS EN TRAMOS**

$$M_{1-2} = M_{4-5} = \frac{1}{11} (WU * L^2) = 576.73 \text{ kg-m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = \frac{1}{16} (WU * L^2) = 396.50 \text{ kg-m}$$

**CALCULO DE AREAS DE ACERO**

Momento Maximo Admisible

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.0159 \quad 0.02$$

$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c} = \frac{0.02 * 4200 * 17}{0.85 * 210} = 6.375 \text{ cm}$$

$$M_{u(max)} = 0.85 * b * f'_c * a * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 162867.30 \text{ kg-cm}$$



$$Mu(max) = 1.63 \text{ T-m} > M_1, M_2, M_3, M_4 \quad \text{ok!}$$

**Verificar**  $\rho_{max} = 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$  (para no verificar deflexiones)

$$\rho = 0.0090$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033 \quad \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0027603$$

Por agrietamiento y temperatura  $\rho_{minA-T} = 0.0018$

Luego:  $\left. \begin{matrix} 0.0033 \\ 0.0018 \end{matrix} \right\} < 0.0090 < 0.0159$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

para  $M_1 = M_5 = 264.33 \text{ kg-m (-)}$   $(d - \frac{a}{2}) \approx 0.9 * d$

$$As = \frac{26433}{0.9 * 4200 * (0.9 * 17.5)} = 0.444 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.045$$

$$As = 0.412 \quad a = 0.9692$$

$$As = 0.411 \quad a = 0.967$$

$$As = 0.411 \text{ cm}^2 \implies \text{usar } 1 \Phi 3/8''$$

para  $M_2 = M_4 = 634.40 \text{ kg-m (-)}$   $a = 2.32$

$$As = \frac{63440}{0.9 * 4200 * (17.5 - 2.3/2)} = 1.0271 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.42$$

$$As = 1.03 \quad a = 2.4239$$

$$As = 1.03 \text{ cm}^2 \implies \text{usar } 1 \Phi 1/2''$$

para  $M_3 = 57673 \text{ kg-m (-)}$   $a = 2.2$

$$As = \frac{57673}{0.9 * 4200 * (17.5 - 2.2/2)} = 0.6397 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.51$$

$$As = 0.91 \text{ cm}^2 \quad a = 2.1436$$

$$As = 0.93 \implies \text{usar } 1 \Phi 1/2''$$

para  $M_{2-3} = M_{3-4} = \frac{1}{16} (WU * L^2) = 396.5 \text{ kg-m}$   $a = 0.76$

verificar si la vigueta trabaja como viga rectangular o "T"  
para hf = 5 cm

$$As = \frac{39650}{0.9 * 4200 * (0.9 * 17.5)} = 0.666 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.39 \text{ cm} < hf=5 \quad \therefore \text{ analizar como viga rectangular}$$

$$A_s = \frac{39650}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17.5 - 0.39/2)} = 0.6062 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.36 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.61 \text{ cm}^2 \implies \text{usar } 1\Phi 3/8'' \quad A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

Verificacion por Corte:

Corte Actuante:

$$V_{1-2} = V_{2-3} = V_{3-4} = V_{3-2} = V_{4-3} = V_{5-4} = \frac{WL}{2} = 824 \text{ kg}$$

$$V_{2-1} = V_{4-5} = \frac{1.15 \cdot WL}{2} = 947.5 \text{ kg}$$

Corte Admisible:

$$V_c = \phi \cdot 1.1 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot b_w \cdot d \quad \begin{matrix} b_w = 10 \\ d = 17.5 \end{matrix}$$

$$V_c = 1257 \text{ kg}$$

$$947.5 \text{ kg} < 1257 \text{ kg} \quad \text{oki}$$

Calculo del acero de Temperatura:

$$A_s = 0.0018 \cdot b \cdot t$$

$$A_s = 0.90 \text{ cm}^2 \implies \text{usar } 3\Phi 1/4''$$

La maxima separacion de varillas es 5t.

$$5 \cdot t = 5 \cdot 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{usar } \Phi 1/4'' @ 25 \text{ cm ambos sentidos}$$

## CAPITULO VII

### DISEÑO DE VIGAS

#### 7.1. DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS

La Norma E-060 indica que el diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las siguientes hipótesis:

Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $(E_s)$  veces la deformación del acero, para deformaciones mayores a las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos. Se podrá usar distribuciones de esfuerzos en el concreto de tipo: rectangular, trapezoidal, paraboloide. Usaremos el parabólico.

#### ECUACIONES DE DISEÑO POR FLEXIÓN

El siguiente gráfico muestra la sección de una viga rectangular sub reforzada en el momento de la falla, el acero se encuentra en la etapa de fluencia y el concreto ha llegado a su máxima deformación.

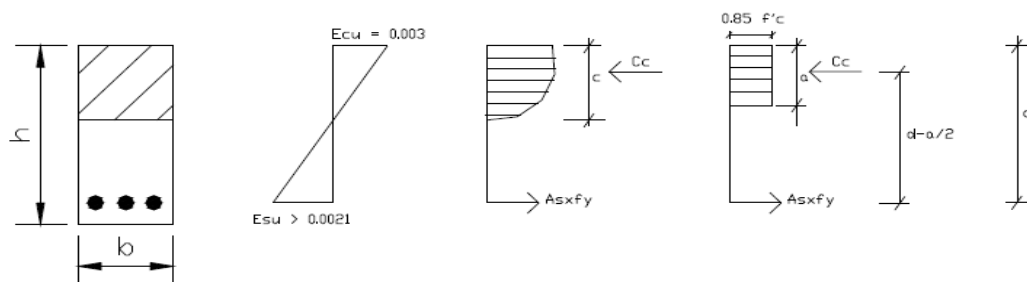


Fig. 5.11 Sección de Viga Rectangular en el Momento de la Falla

Donde  $a = B_1 \times c$ ; para  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow B_1 = 0.85$

$$C_c = 0.85 f'_c c b x a$$

$$T_t = A_s x f_y$$

$$M_n = T \times (d - a/2)$$

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$M_n = C_c \times (d - a/2)$$

$$\phi M_n = \phi 0.85 f'_c c b x a (d - a/2)$$

## 7.2. DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión  $V_u \leq \phi V_n$

Donde:

$V_u$  = es la resistencia requerida por corte

$V_n$  = es la resistencia nominal al corte de la sección

$\phi = 0.85$ , factor de reducción de resistencia

La resistencia nominal ( $V_n$ ), estará conformada por la contribución del concreto ( $V_c$ ) y por la contribución de acero ( $V_s$ ) de tal forma que  $V_n = V_c + V_s$

La contribución del concreto ( $V_c$ ) para elementos sujetos a flexión y a corte podrá evaluarse con la expresión:

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f'_c} c b x d$$

$$V_s = A_v x f_y x d / s$$

Donde ( $A_v$ ) es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia ( $s$ ) proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. La resistencia nominal al corte del acero deberá ser menor que:

$$V_s \leq 2.12 x \sqrt{f'_c} c b x d$$

Así mismo, se colocará un refuerzo mínimo por corte cuando:  $V_u \leq \phi V_c$ ,

$$A_v = 3.5 b s f_y \text{ ó } S_{m\acute{a}x} = A_v f_y / 3.5 b$$

Donde  $S_{m\acute{a}x}$  = espaciamiento máximo de estribos.

Los estribos deben ser cerrados con ganchos estándar o  $135^\circ$  y con un doblez 10 veces el diámetro de la barra.

### **Diseño Por Corte Para Vigas Sismoresistentes:**

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no Sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última ( $V_u$ ) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será: " $M_{ni}$ " y " $M_{nd}$ " los cuales son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; " $l_n$ " es la distancia de la luz libre del tramo de viga. (Acápite 13.7.1.2 del capítulo Corte y Torsión de la Norma)

$$V_u = V_{uisosttico} + (M_{nd} + M_{ni}) / l_n$$

Donde:

$M_{nd}$ : momento nominal a la cara derecha del elemento

$M_{ni}$ : momento nominal a la cara izquierda del elemento

De esta manera, se dará más resistencia por corte que por flexión, evitando así la falla frágil.

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ( $2 \cdot h$ ). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 8db$$

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

Donde:

d = Peralte efectivo, ( $d = h - 6 \text{ cm}$ ) para vigas peraltadas.

db = Menor valor del diámetro de barra

Se debe resaltar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5 * d$$

Para el diseño final se colocará el primer estribo a 5cm de la cara y el resto según lo calculado.

### 7.3. ANCLAJE DE ACERO

El anclaje del acero se desarrolla por adherencia entre el concreto y el acero. Se trata de brindar al acero una longitud de anclaje tal que pueda desarrollar una fuerza resistente alrededor de su perímetro igual a la máxima transmitida por la barra de refuerzo. Esta longitud se llama longitud de desarrollo ( $l_d$ ).

Existen dos tipos de anclaje: en tracción y en compresión. Por la inversión de momentos que ocurre en un sismo las vigas se diseñarán considerando que todas sus barras están traccionadas, además que la longitud de anclaje por tracción es más crítica que la de compresión.

La NTE 060-8.2, indica que la longitud de desarrollo básica  $l_{db}$  en centímetros, será la mayor de:

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y \sqrt{f'_c}$$

$$l_{db} = 0.06 \text{ dbfy}$$

Esta longitud se multiplicará por 1.4 para barras que tengan por debajo más de 30 cms de concreto fresco, esto se debe a que en la parte superior de una viga, el concreto es de menor calidad, disminuyendo así la adherencia.

Cuando no es posible desarrollar la longitud de anclaje adecuada debido a la falta de espacio horizontal, será necesario usar ganchos estándar. La longitud de desarrollo en tracción será (NTE 060-8.4):

$$l_{dg} = 0.24 f_y \sqrt{f'_c} \text{ (esta medida no será menor que 8 db ni 15 cms).}$$

Cabe indicar que la NTE-060 7.2 indica los diámetros mínimos de doblez para barras con distintos diámetros.

De esta manera, se usará una longitud de anclaje en los casos donde exista espacio suficiente para que el acero pueda desarrollar su adherencia y cuando esto no sea posible se usará ganchos estándar.

#### 7.4. CORTE DE FIERRO

La Norma Peruana indica ciertas restricciones para el corte de fierro, las mismas que se indican a continuación:

El refuerzo debe extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual a  $d$  ó  $12 \text{ db}$  (la que sea mayor), siempre y cuando desarrolle  $l_d$  desde el punto de máximo esfuerzo.

Se prolongará por lo menos  $1/3$  del refuerzo total por flexión en el apoyo superior, una distancia igual a  $d$ ,  $12\text{db}$  o  $l_n/16$  (la que sea mayor), más allá del punto de inflexión.

Para bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a  $l_d$ , medida desde el punto donde el bastón que se ha cortado ya no es necesario.

El refuerzo por flexión no deberá cortarse en zona de tracción, a menos que el refuerzo que continúa proporcione el doble del área

requerida por flexión en esa sección, y el cortante no sea mayor que el 75% del permitido.

Se deberá extender hasta los apoyos, por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo, con su respectivo anclaje.

Adicionalmente a estas exigencias existen otras, como son:

Debe existir fierro continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras, en la cara superior y dos barras en la cara inferior, con un área de acero no menor de 1/4 del área máxima requerida en los nudos. Además, este fierro mínimo deberá cumplir:

$$A_{smin} = \frac{0.7x\sqrt{f'c}bx d}{f_y}$$

Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

En elementos que resistan momentos de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

**7.5. CONTROL DE DEFLEXIONES**

En el presente trabajo no será necesario controlar las deflexiones, pues las vigas y losas aligeradas cumplen con el peralte mínimo estipuladas por la NTE-060 10.4, en la cual indica:

Losas aligeradas : h<sub>mín</sub> = l / 25 (385/25 = 15.4cms => ok, h = 20 cms.)  
 Vigas : h<sub>mín</sub> = l / 16 (680/16 = 42.5cms=> ok , h = 70cms.)

**EJEMPLO DE DISEÑO DE LA VIGA**

Se hará el diseño de la viga V102. V-30X50





### Diseño por flexión:

Para hallar los momentos máximos se realizó la alternancia de sobrecarga, que producen los esfuerzos máximos en los nudos.

Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible. Sin embargo, para tener el máximo momento flector negativo en un nudo, se debe tratar que el nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible.

**$W_u = 1.4 (W_d) + 1.7 (W_L)$  NTE- 060 (concreto Armado)**

La envolvente de momentos se procederá a realizarlo a través del programa Etabs y a partir de ello se determinará la cantidad de acero que sea necesaria para cada tramo, así como también el cálculo de las cortantes para el diseño por corte. El acero mínimo se calculó con la fórmula:

$$A_{smín} = 14x b x d / f_y$$

$$A_{smín} = 14x 30 x 47.5 / 4200 = 4.75 \text{ cm}^2$$

### DISEÑO POR CORTANTE

Como la viga V102 forma eje estructural con columnas se diseñará con el valor más alto, hallado de los resultados obtenidos por el programa ETABS.

Para elementos que resisten fuerzas de sismo la norma E-060 en su artículo 13.7.1.2, nos dice que ( $V_u$ ) diseño deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para cargas permanentes.

Según los requerimientos que exige la norma para espaciamientos del refuerzo transversal, se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento. En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor

La zona de confinamiento es  $2d$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5 d$$

El estribaje obtenido para el diseño de la vigas es:

1  $\Phi 3/8$ " : 1@ 0.05, 8@ 0.15, y resto @ 0.25 desde cada extremo.

Los estribos de  $3/8$ " de la siguiente manera, según recomendaciones de nuestro asesor:

1  $\Phi 3/8$ " : 1@ 0.05, 10@ 0.12, y resto @ 0.25 desde cada extremo.

**DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL EN VIGA**

VIGA 102 TRAMO A-B

**CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO**

|                    |                                 |                          |              |                  |
|--------------------|---------------------------------|--------------------------|--------------|------------------|
| $\phi = 0.90$      | $f_y = 4200$ Kg/cm <sup>2</sup> | <b>VIGA:</b> $b = 30$ cm | $r = 2.5$ cm | $\beta_1 = 0.85$ |
| MULT. = 14.2 Ton-m | $f_c = 210$ Kg/cm <sup>2</sup>  | $h = 50$ cm,             | $r = 2.5$ cm | L 6.80           |

$d' = 2.5$   
 $d = 47.5$   
 $b = 30$   
 $h = 50$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6100}{6100 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.0214$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \rho_b \implies \rho_{m\acute{a}x} = 0.016$$

Modulo de elasticidad del concreto:  
en funcion de su resistencia

$$E_s = 217370.65$$

**1.- VERIFICACION: NECESIDAD DE ACERO EN COMPRESION:**

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = \rho_{m\acute{a}x} \cdot b \cdot d'' = 22.87 \text{ cm}^2$$

**2.- CALCULO DE  $M_{uc}$  :**

$$M_{uc} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left( d'' - \frac{a}{2} \right); \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \implies a = 17.93$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{uc} = 33.3 \text{ Ton-m} \\ M_u = 14.23 \text{ Ton-m} \end{array} \right\} M_{uc} > M_u \therefore \text{La secci3n NO requiere } A'_s$$

**3.- CALCULO DE ACERO: VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA**

| As   | Diam | Area |
|------|------|------|
| 3/8" | 0.95 | 2    |
| 1/2" | 1.27 | 1.27 |
| 5/8" | 1.59 | 1.98 |
| 3/4" | 1.91 | 2.85 |
| 1"   | 2.54 | 5.07 |

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)} = 8.53 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero en Tracci3n})$$

$$a = 88$$

$$a = 7$$

SECCION CENTRAL DE LA VIGA

$2 \phi 3/4"$   
50 colocar aceros long.  
 $2 \phi 3/4"$   
 $1 \phi 1/2"$   
30

$$A_{S.Min} = \frac{14}{f_y} b d = 4.75$$

Nota: Se debera colocar aceros longitudinales por proceso constructivo en la zona intermedia del peralte (ver planos)

| DISEÑO DE REFUERZO EN EL ALMA DEBIDO A LA TENSIÓN DIAGONAL |               |                             |                          |
|--|---------------|-----------------------------|--------------------------|
| CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO                               |               |                             |                          |
| $\phi = 0.85$  | WD= 2180 kg/m | fy= 4200 Kg/cm <sup>2</sup> | VIGA: b = 30 cm L= 6.8 m |
| Vmáx= 12175 kg   | WL= 1155 kg/m | fc = 210 Kg/cm <sup>2</sup> | h = 50 cm, r = 3.0 cm    |
| $\phi = 3/8"$  |               |                             | L = 6 m                  |

**CALCULOS PREVIOS:**

d = 0.44 m

Wu = 5015.50 kg/m

Vumáx = 14846 kg

Por lo tanto se usara Vumáx 14846 kg

- 1.- FUERZA CORTANTE QUE ABSORBE EL CONCRETO:
 
$$V_c = \phi 0.5 \sqrt{f'_c} b d$$

Vc = 8130 kg      Como: V máx > Vc **Requiere estribos**
  
- 2.- CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE NOMINAL MAXIMO:
 
$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad v_u = 11.247 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{máx} = 2.6 \phi \sqrt{f'_c} = 32 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore v_u < V_{máx} \text{ Ok!}$
  
- 3.- CALCULO DE ESTRIBOS:
 
$$V_s = V_u - V_c \implies V_s = 6716 \text{ kg}$$

a.- Calculo por requisito estructural:      Pero: As = 1.42 cm<sup>2</sup>

$$S = \phi \frac{A_s f_y d}{V_s}$$

S = 33 cm

en corte

/

2  $\phi$  3/8"

b.- Por espaciamiento máximo:

$$S_{máx} = \frac{A_v}{0.0015 \cdot b} \implies S_{máx} = 32 \text{ cm}$$

c.- Si:

|   |   |                           |
|---|---|---------------------------|
| $u_u < 1.60 \phi \sqrt{f'_c}$                         | } | S máx d/2 $\implies$ 19.7 |
| $1.60 \phi \sqrt{f'_c} < u_u < 2.60 \phi \sqrt{f'_c}$ |   |                           |

$\implies$  19.7 >  $\frac{V_u}{2}$  < 32

$\therefore$  Utilizar a: d/2  $\implies S = \frac{44}{2} = 22 \text{ cm}$

En especificaciones dice:  $1.5x d \Rightarrow S = 66 \approx 70 \text{ cm}$

$$\frac{d}{6} = 7.3 \approx 7$$

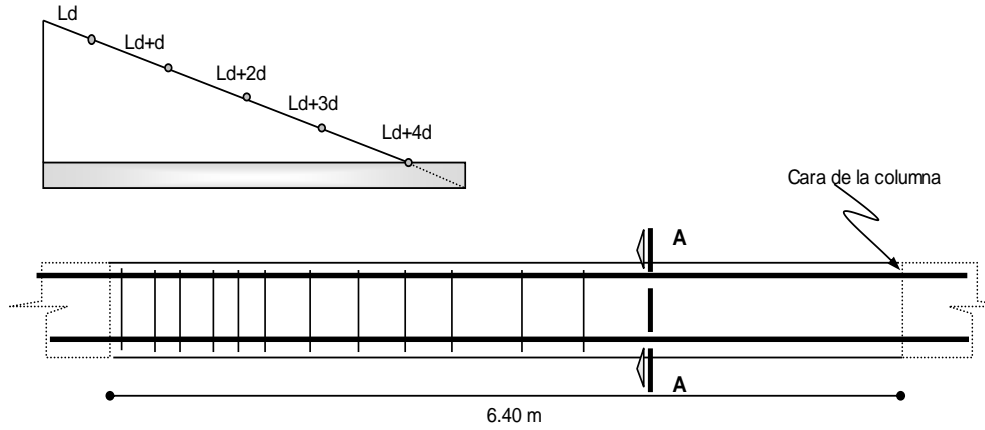
d.- Con  $V_u = 13542 \text{ kg}$

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} = 10 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Pero: } v_u < v_{m\acute{a}x}$$

$$10 < 32 \quad \therefore \text{Ok!}$$

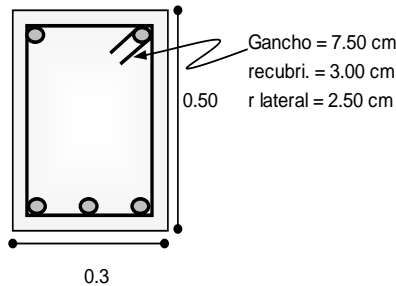
e.-  $V_s = V_u - V_c = 5412 \text{ kg}$

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{V_s} = 41 \text{ cm} \quad S = 14 \text{ cm} \quad \begin{matrix} L = 129 \\ S = 22 \text{ cm} \end{matrix} \quad \begin{matrix} L = 173 \\ S = 6.9 \end{matrix}$$



**RESULTADO:**

- 3/8" 1 @ 0.05
- 7 @ 0.10
- 3 @ 0.14
- 6 @ 0.22



**CORTE A - A**

## CAPITULO VIII

### DISEÑO DE COLUMNAS

#### 8.1. GENERALIDADES

Las columnas son elementos estructurales verticales que trabajan principalmente a compresión, también soportan los momentos flectores generados por los demás elementos estructurales en los dos sentidos. El diseño de las columnas será por flexo - compresión y por corte, también se procederá a verificar la flexión biaxial, y la esbeltez de la columna.

Las columnas soportarán además de su peso propio, las sobrecargas, las cargas de las vigas peraltadas, losas aligeradas y macizas y todo elemento estructural que este dentro de su área de tributaria.

#### 8.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para realizar el diseño por flexocompresión se deberá construir varios diagramas de interacción para cada columna y para cada dirección, los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección (área de acero y área bruta de la sección), para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sísmicas luego de amplificarlas por las diversas combinaciones, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, entonces la sección y la cantidad de acero es la adecuada. Las curvas de diseño del diagrama de interacción se generan variando la ubicación del eje neutro en la sección para una determinada distribución de acero, luego se procede a calcular por equilibrio la resistencia nominal de la sección para ese caso, determinándose un punto, y así sucesivamente hasta completar la curva.

En nuestro caso utilizaremos el programa CSICol 8.0 para obtener los diagramas de interacción, para lo cual ante una determinada sección de columna se irá variando la cantidad y distribución de acero colocado,

hasta verificar que los puntos de Momento y Axiales últimas de las diversas combinaciones de carga se encuentren dentro y lo más cercano a la curva de diseño del diagrama de interacción.

La Norma del ACI 318-11 en su sección 10.91.- nos dice que la cuantía deberá estar entre 1% y 4%, como indica la expresión siguiente:

$$\rho = A_{st}/A_g$$
$$1\% < \rho < 4\%$$

Siendo:

$A_{st}$  = Área total de acero

$A_g$  = Área bruta de la sección Transversal

Para una mejor descripción diseñamos la columna C –01A que se encuentra entre los ejes 11 y r, naciendo en el semisótano hasta el 2do piso, la cual tiene dimensiones de 0.35 m x 0.80 m. Para el área de acero consideramos lo escrito anteriormente, colocando inicialmente 10  $\varnothing$  3/4", para tener una cuantía de 1.02%, las barras serán distribuidas de la siguiente manera:

Antes de ingresar los datos al programa CSIcol, procedemos a obtener los datos del modelamiento del Bloque A, el cual fue diseñado mediante el programa Etabs 9.7.4, teniendo en cuenta las cargas asignadas anteriormente en el predimensionamiento y demás datos según la Norma E060 – Concreto Armado y la Norma del ACI 318-11.

### 8.3. MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para realizar el análisis por cargas de gravedad, se utilizó el programa ETABS 16.0.2, para modelar la estructura, a continuación se muestran algunas figuras y datos que se tomaron para el modelaje.

Los valores ingresados fueron en unidades de toneladas y metros

Las sobrecargas para los pisos serían de 0.40 ton/m<sup>2</sup> y de 0.05 ton/m<sup>2</sup> para el techo.

- Las propiedades del concreto son ingresados de la siguiente manera.

Las vigas y columnas son ingresadas de la siguiente manera:

Modelo estructural del bloque A:

#### 8.4. VERIFICACIÓN DE FLEXIÓN BIAxIAL

Se procede a realizar la verificación biaxial en la columna, pues la carga podría provocar flexión en ambos ejes, generando una superficie formada por curvas de iteración uniaxial, donde los momentos flectores y cargas axiales agoten la capacidad de la sección, para lo cual aplicamos el Método Bresler, basado en una aproximación del perfil de la superficie de interacción. Estableciendo la siguiente expresión:

$$1P_u \geq 1\phi P_{nx} + 1\phi P_{ny} + 1\phi P_{no}$$

Donde:

$P_u$  : Carga axial que resiste la columna en la flexión biaxial

$\phi P_{nx}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{ux}$  ( $M_{uy} = 0$ )

$\phi P_{ny}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{uy}$  ( $M_{ux} = 0$ )

$\phi P_{no}$  : Capacidad de la sección si solo resistiera carga axial

( $e_x = e_y = 0$ )

Siendo:  $P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$

También se procede a verificar si la carga axial cumple con  $P_u \geq 0.1\phi P_o$ , pues es el 1er requisito para aplicar la fórmula de Bresler, como 2do requisito se debe verificar la siguiente ecuación  $P_u \leq 0.8 \phi P_o$  sea menor que la carga axial máxima permitida, todos estos puntos se calculan a continuación:

$$\begin{aligned} P_o &= 0.85 \times 210 \times (35 \times 80 - 28.50) + 28.50 \times 4200 = 614412.30 \text{ Kg} \\ &= 614.41 \text{ Ton} \end{aligned}$$



$$\emptyset P_o = 0.70 \times 614.41 = 430.10 \text{ ton}$$

$$0.1\emptyset P_o = 0.1 \times 0.7 \times 614.41 = 43.01 \text{ ton}$$

$$0.8\emptyset P_o = 0.8 \times 0.7 \times 614.41 = 344.07 \text{ ton}$$

No es necesaria la verificación de flexión biaxial pues los momentos de sismo son muy pequeños.

### 8.5. ESBELTEZ

Se procede a calcular la esbeltez en la columna, para verificar que las cargas axiales aplicadas no generen deformaciones transversales que aumenten la excentricidad, modificando esto los momentos hallados en el análisis anterior (Momentos de 1er orden), esta nueva excentricidad generará efectos de deformación de 2do orden. La norma NTE 0.60 establece que los efectos de esbeltez no son tomados en cuenta cuando los efectos locales y globales son despreciables, para lo cual se calculan estos efectos a continuación:

Efecto local:  $l_n r < 34 - 12(M_1 M_2)$

$l_n$ : luz libre

$r$ : Radio de Giro ( $r = 0.30h$ )

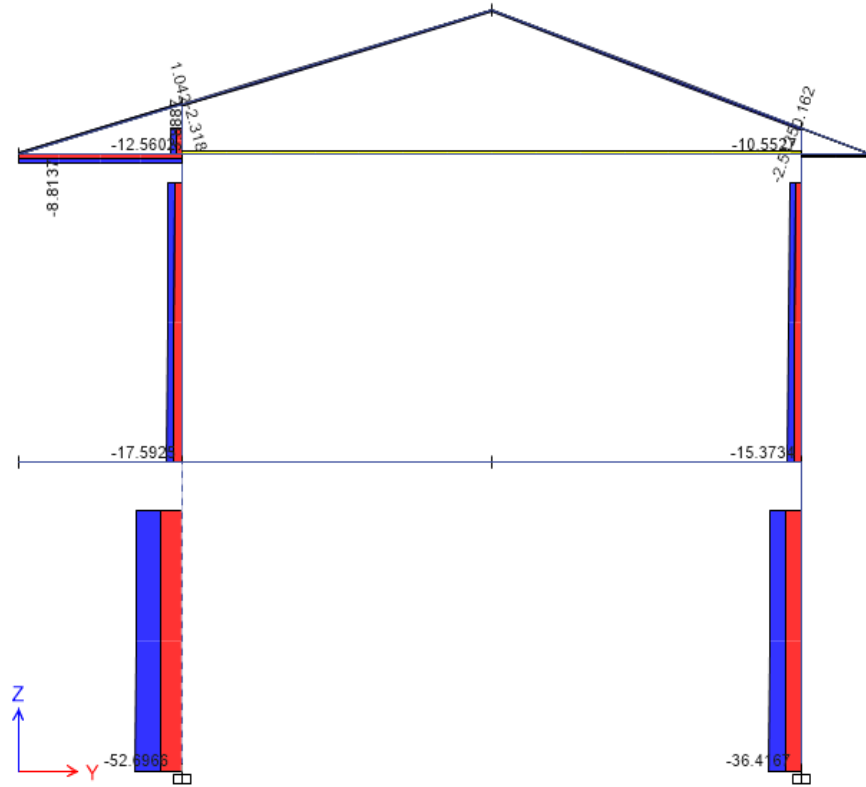
$M_1$ : Momento Flector Menor de Diseño

$M_2$ : Momento Flector Mayor de Diseño

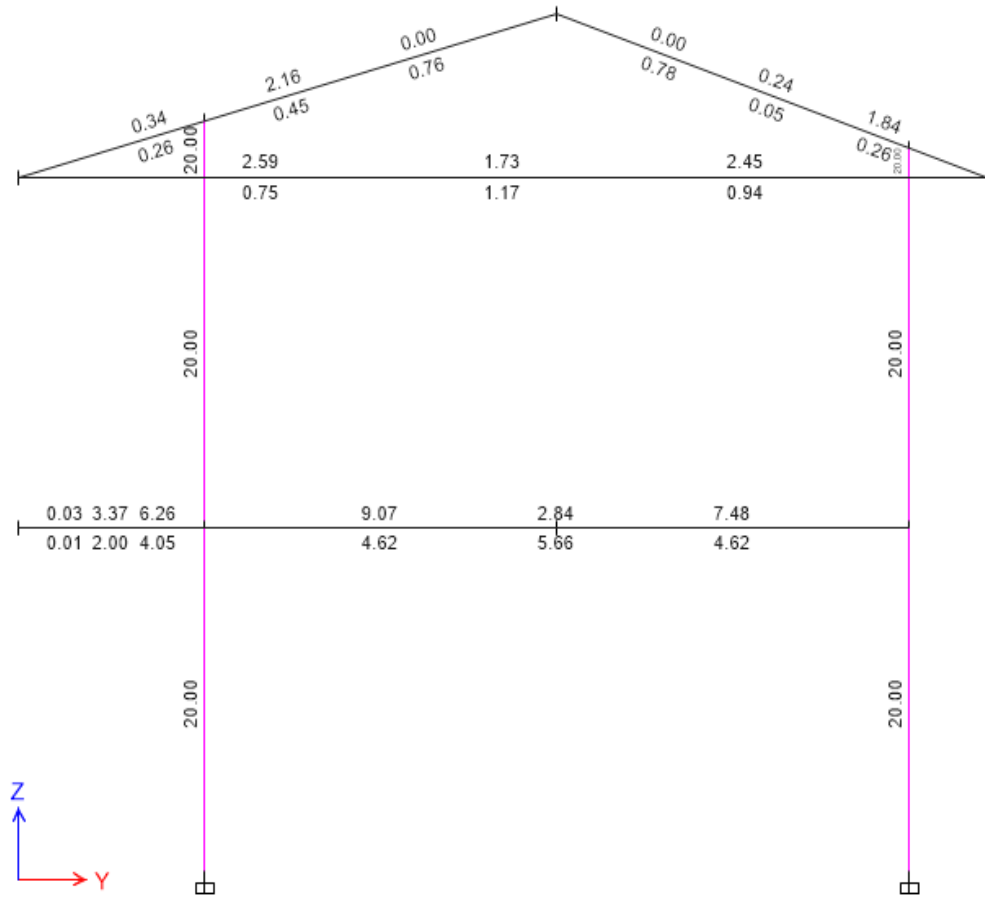
$h$ : Peralte del elemento

### 8.6. DISEÑO POR CORTANTE

La Norma E.060 en su artículo establece el diseño por corte, en el caso en que  $V_u > \emptyset V_c$  se colocará estribos a un espaciamiento dado, en el caso que  $V_u < \emptyset V_c$ , también se colocará estribos, debido al corte mínimo, pero estos serán menores, respetando los límites presentados por la norma. Se realizó este diseño para la dirección más crítica; es decir, considerando un ancho de 40 cm y un peralte de 50 cm, con el acero de refuerzo obtenido de  $6\emptyset 3/4" + 2\emptyset 5/8"$ .



Fuerzas Axiales actuantes en las columnas del Portico 2-2.



Áreas de acero Portico 2-2

As= 20 cm<sup>2</sup>      6Ø3/4"+2Ø5/8"

## CAPITULO IX

### DISEÑO DE LA CIMENTACION

#### 9.1. GENERALIDADES

Se denomina cimentación a los elementos estructurales que transmiten las cargas concentradas (gravedad y sismo) provenientes de elementos estructurales conectados a ella (columnas, placas, muros), todas las cargas son transmitidas al terreno de manera que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo. Asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad. De los estudios de suelo se determina la capacidad portante del terreno ( $\sigma$ ), el nivel mínimo de cimentación ( $D_f$ ), el asentamiento diferencial máximo, la agresividad del terreno, la presencia de napa freática y algunas recomendaciones para la cimentación. Se tomó en cuenta los lineamientos establecidos en la norma NTE E.050, podemos apreciar como las cargas son transmitidas de elemento a elemento hasta llegar a la cimentación.

La función de la cimentación es transmitir con seguridad las cargas de las columnas, muros de corte o muros de contención al terreno; sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura generalmente se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo en el lugar sobre el cual

se piensa cimentar. Estas propiedades se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos (EMS). En el diseño de la cimentación se consideró conveniente tener un tipo de cimentación: zapatas conectadas.

## 9.2. DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial. La Norma de Suelos y Cimentaciones en su Capítulo 4, especifica que la profundidad mínima de cimentación debe ser 0.80 m; según nuestro caso, la profundidad de cimentación será a 1.50 m.

La capacidad portante será para nuestro caso 9.40 ton/m<sup>2</sup>. El diseño se hará en tres etapas:

Diseño de la cimentación propiamente dicha: en este caso se incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

## 9.3. DISEÑO DEL AREA DE LA CIMENTACIÓN

El diseño se hace con las siguientes consideraciones:

Para un primer tanteo en el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad y se disminuye la resistencia del terreno para dejar holgura para cuando se verifique con momentos de sismo.

Para efectos de diseño en concreto armado, en el caso de zapatas usaremos la siguiente expresión recomendado por el Ing. Antonio Blanco para la verificación de esfuerzos en ambas direcciones.

$$\sigma = P + PpA + MxYI$$

A = Área de la sección

M = momento actuante

I = inercia de la sección

Y = distancia a la fibra más alejada de la sección

## 9.4. DISEÑO POR CORTE

La falla por corte se presenta a “d” de la cara de la columna o placa, para el diseño las siguientes expresiones, teniendo en consideración que en una zapata no se utiliza estribos.

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53x\sqrt{f'_{cx}Bxd} \quad V_u = (\sigma_u - Pp_u)(x - d)$$

Donde:

$\sigma_u$  = esfuerzo ultimo dew diseño

$P_p$  = Peso propio

$X$  = Volado de la Zapata

$d$  = Peralte de la zapata

$B$  = ancho de la Zapata

$d = H - 10\text{cm}$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53x\sqrt{f'_{cx}Bxd}$$

$$\phi V_u = (\sigma_u - Pp) x Lx(x - d)$$

## 9.5. DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

En la zapata se genera un efecto de cortante alrededor del perímetro de la columna en las dos direcciones. Según experimentos realizados la falla por punzonamiento aparece a una distancia  $d/2$  de la cara de la columna.

Donde:

$$V_u = (\sigma_u - Pp)(A - A_o) \quad \text{ó} \quad V_u = P_u - (\sigma_u - Pp)xA_o$$

$$A = B \times L ; A_o = Z_1 \times Z_2$$

$$Z_1 = a + d ; Z_2 = b + d$$

$$L_o = 2 ( Z_1 + Z_2 )$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06\sqrt{f'_{cx}L_o x d}$$

## 8.5 DISEÑO POR FLEXIÓN

Una vez obtenido el peralte efectivo “ $d$ ”, para que no haya falla por corte ni por punzonamiento pasamos a diseñar por flexión.

La flexión se diseña con el momento máximo calculado en la cara de la columna.

9.6. EJEMPLO DE DISEÑO

Se hará el diseño de la cimentación de zapatas con viga conectada de una columna exterior con una interior en el Eje B-B entre 1-2.

**DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA**

La capacidad portante admisible del suelo es  $q_a = 0.99 \text{ kg/cm}^2$ . Considere  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  para la cimentación

**DATOS:**

|                             |                                  |                            |
|-----------------------------|----------------------------------|----------------------------|
| <u>Zapata</u>               | <u>Acero</u>                     |                            |
| $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ | $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$     | S/C = $400 \text{ kg/m}^2$ |
| <u>Columna</u>              | <u>Suelo</u>                     |                            |
| $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ | $D_f = 1.50 \text{ m}$           | $L_c = 385 \text{ cm}$     |
| $b_1 = 25 \text{ cm}$       | $\gamma_m = 2000 \text{ kg/m}^3$ | $db = 1.90 \text{ cm}$     |
| $t_1 = 40 \text{ cm}$       | $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ |                            |
| $b_2 = 40 \text{ cm}$       | $q_a = 0.99 \text{ kg/cm}^2$     |                            |
| $t_2 = 50 \text{ cm}$       | $db = 1.9 \text{ cm}$            |                            |

| COL | SECCION | REFUERZO | PD (tn)  | PL (tn) | PT (tn) |
|-----|---------|----------|----------|---------|---------|
| 4   | 25 x    | 40       | 9 Ø 3/4" | 10.5    | 2.5     |
| 3   | 40 x    | 50       | 9 Ø 3/4" | 26.5    | 7       |
|     |         |          |          |         | 33.5    |

**1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA Y VIGA DE CIMENTACION**

**ZAPATA EXTERIOR:**

$$L_d = \frac{0.08xdbx f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$L_d = 48.26 \text{ cm}$   
 $L_d = 48 \text{ cm}$

$$hc = L_d + r.ee + \delta b$$
  

$$hm = D_f - hc$$

$$L_d \geq 0.004 * \delta b * f_y$$

$L_d \geq 0.004x1.91x4200 = 31.92 \text{ cm}$   
 $L_d = 32 \text{ cm}$

*Cálculo del peralte de la zapata (hc)*

$hc = L_d + 10 = 58 \text{ cm}$

$ht = D_f - hc = 92 \text{ cm}$

*Cálculo de la presión neta del suelo (qm)*

$$q_n = q_a - \gamma_m * h_m - \gamma_c * h_c - s/c$$

$\Rightarrow q_n = 0.99 - (2000x1.91x0.06)x(92) - (2400x1.91x0.06)x(58) - (400x1.91x0.06) =$   
 $q_n = 0.63 \text{ kg/cm}^2$

CALCULO DE P'2: Tanteo e = 57 cm

$$P'2 = \frac{P_1 x e}{L} = \frac{(PD + PL) x \xi}{L_c - e} = \frac{(114 + 65) x 1000 x 57}{385 - 57} = 2259.15$$

$P'2 = 2259.1 \text{ kg}$

$$A_z = \frac{P_s}{q_n} \quad A_z = \frac{P_1 + P'2}{q_n} = 24344.2884 \text{ cm}^2$$

$A = 2 x (b)^2 = 24344.29 \quad b = 110 \text{ cm}$

nuevo e =  $\frac{b - t}{2} \quad e = 35 \rightarrow$

$A = 2 x (b)^2 = 22814 \quad b = 107$   
 $b = 555 \text{ tomamos}$

$t = 2b$

$t = 1110$

Tomamos  $b = 120 \text{ cm} \rightarrow A = 120 x 180 \quad e = 57 \text{ cm}$   
 $120 \quad 180$

**ZAPATA EXTERIOR:**

$$Ld = \frac{0.08 \times d \times b \times f_y}{\sqrt{f'c}} \quad Ld = 0.08 \times 1.90 \times 4200 / (\sqrt{175}) = 48 \quad \begin{matrix} hc = Ld + r.ee + \emptyset b \\ hm = Df - hc \end{matrix}$$

$$ld \geq 0.004 \times \emptyset b \times f_y \quad Ld \geq 0.004 \times 1.90 \times 4200 = 32 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte de la zapata (hc)

$$hc = Ld + 10 = 59 \text{ cm}$$

$$ht = Df - hc = 91 \text{ cm}$$

Cálculo de la presión neta del suelo (qn)

$$qn = qa - \gamma m \cdot hm - gc \cdot hc - s/c \quad \Rightarrow qn = 2.4 - (2000 \times E^{-06}) \times (120) - (2400 \times E^{-06}) \times (60) - (400 \times E^{-04}) = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DE P'2: Tanteo e = 71 cm

$$P'2 = \frac{P1 \times e}{L} = \frac{(PD + PL) \times e}{Lc - e} = \frac{(26.5 + 7) \times 1000 \times 71}{385 - 71} = 7575$$

$$P'2 = 7575 \text{ kg}$$

$$Az = \frac{Ps}{qn} \quad Az = \frac{P2 + P'2}{qn} = 41075 \text{ cm}^2$$

$$A = (b)^2 = 41075.00 \quad b = 203 \rightarrow \text{usamos } b = 160 \text{ cm}$$

$$\text{nuevo } e = \frac{b - t}{2} \quad e = 76.5 \rightarrow \begin{matrix} P'1 = 8307 \\ P'2 = 21307 \\ b = 103 \end{matrix}$$

$$A = 2 \times (b)^2 = 21307$$

$$b = 103 \quad A2 = (150 \times 150) = 150 \times 150$$

**VIGAS DE CIMENTACION**

$$\begin{matrix} h = \frac{Lc}{7} = \frac{385}{7} = 55 \text{ cm} \\ b = \frac{P1}{31 \times Lc} = 11 \text{ cm} \end{matrix} \quad \left. \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} \text{SECCION } 30 \times 60$$

**DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXIÓN**

$$Wv = b \times h \times \gamma c = 4.32 \text{ kg/m} \quad Mu = P'2 \times L + Wv \times (L^2)/2 = 716156$$

$$Mu = 716156 \text{ kg-cm}$$

$$\emptyset b (5/8") = 1.59 \quad ree = 7.50$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$d = 45.00 \text{ cm}^2$$

$$a = 5.00 \text{ cm (Valor Asumido)}$$

$$As = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.20 \text{ cm}$$

$$A\emptyset b (1") = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Varilla } (n) = 3.0$$

$$\text{Espaciam} = 4 \text{ cm}$$

$$As = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$3.0 \emptyset 5/8" @ 4 \text{ cm}$$

$$\begin{matrix} As = Mu / (\emptyset \times fy \times (d - a/2)) \\ a = As \times fy / (0.85 \times f'c \times b) \\ As \text{ mín} = 0.8 \times (f'c \times 0.5) \times B \times d / fy \\ As > As \text{ mín OK!!} \\ \# \text{ Varilla } (n) = \frac{As}{A\emptyset b} \\ \text{Espaciam} = \frac{B - 2 \times r.e - \emptyset b}{n - 1} \end{matrix}$$

$$As \text{ mín} = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$3 \emptyset 5/8 @ 4 \text{ cm}$$

As > Asmin  
Refuerzo en la cara inferior

OK!!

$$As = 3.4$$

$$2 \emptyset 5/8 @ 7 \text{ cm}$$



Usar estribo de montaje:  $s \leq 36\phi = 57.24$  usar:  $\phi 3/8" @ 50$  cm

**VERIFICACION POR CORTE**

$$V_u = \frac{P'_2}{L} + W_v \times L$$

$$V_u = 5390.26 \text{ KG}$$

$$V_u < \phi V_c$$

**APORTE DEL CONCRETO**

$$V_c = 0.53 \times (f'_c \cdot 0.5) \times b \times d = 8045 \text{ kg}$$

OK!!

**DISEÑO DE LA ZAPATA EXTERIOR**

**ZAPATA EXTERIOR**

$$q_n = \frac{P_u}{A_z} \quad q_n = 0.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = \frac{q_n \times B \times (L^2)}{2} \quad M_u = 530146.08$$

L = 180 cm  
B = 120 cm<sup>2</sup>  
d = 50 cm<sup>2</sup>  
a = 5.00 cm<sup>2</sup>  
As = 2.95 cm<sup>2</sup>  
a = 0.69 cm

r.e.e = 7.5 cm  
db = 1.59 cm<sup>2</sup>  
(Valor Asumido)

As = 2.82 cm<sup>2</sup>      Aøb (5/8") = 1.59 cm<sup>2</sup>  
# Varilla (n) = 8  
Espaciam = 15 cm

As mín = 12.53 cm<sup>2</sup>

Refuerzo transversal  
Ast = 0.0018 \* b \* t = 19.44 cm<sup>2</sup>  
s = 20 cm  
usar: 9 Ø 5/8" @ 20

**ZAPATA INTERIOR**

$$q_n = \frac{P_u}{A_z} \quad 2.08$$

$$M_u = \frac{q_n \times B \times (L^2)}{2} \quad 3510217 \text{ kg}$$

L = 150 cm      r.e.e = 8 cm  
B = 150 cm<sup>2</sup>  
d = 50 cm<sup>2</sup>  
a = 5 cm (Valor Asumido)  
As = 18.57 cm<sup>2</sup>  
a = 3.5 cm

As = 19.25 cm<sup>2</sup>      #Varilla n = 10  
Espaciam. = 14.71

Asmin = 15. cm<sup>2</sup>

Refuerzo transversal  
Ast = 0.0018 \* b \* t = 16.2 cm<sup>2</sup>  
s = 19 cm  
usar: 8 Ø 5/8" @ 19

**6.- VERIFICACION DE LA CONEXIÓN ZAPATA - COLUMNA (Ø = 0.70)**

**Columna Exterior**

Para la sección A columna = 25 x 40 = 1000 cm<sup>2</sup> (COLUMNA)

Ø \* 0.85 \* f'c \* As1  
A colum = b \* t  
Pu < (Ø \* 0.85 \* f'c \* A1)  
As mín = 0.005 \* A1  
# Varilla = As1  
Aøb  
As col. > As mín OK !!

Pu = 18950 ka      # Varilla (n) = 4  
A1 = 1000 cm<sup>2</sup>  
Ø \* 0.85 \* f'c \* A1 = 124950 kg

Pu < Ø \* 0.85 \* f'c \* A1      OK !!

As mín = 5.00 cm<sup>2</sup>  
Aøb (3/4") = 1.27 cm<sup>2</sup>  
USAR : As1 = 5.00 cm<sup>2</sup>  
As col > As mín      OK !!

**Columna Interior**

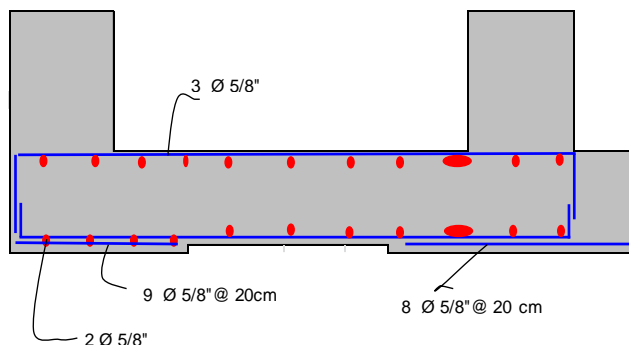
Para la sección B columna = 40 x 50 = 2000 cm<sup>2</sup> (COLUMNA)

Ø \* 0.85 \* f'c \* As1  
A colum = b \* t  
Pu < (Ø \* 0.85 \* f'c \* A1)  
As mín = 0.005 \* A1  
# Varilla = As1  
Aøb  
As col. > As mín OK !!

Pu = 49000 ka      # Varilla (n) = 4  
A1 = 2000 cm<sup>2</sup>  
Ø \* 0.85 \* f'c \* A1 = 249900 kg

Pu < Ø \* 0.85 \* f'c \* A1      OK !!

As mín = 10.00 cm<sup>2</sup>  
Aøb (3/4") = 2.85 cm<sup>2</sup>  
USAR : As1 = 10.00 cm<sup>2</sup>  
As col > As mín      OK !!



## CAPÍTULO X

### DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA

#### 10.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ para la zona sismica 2}$$

h=altura libre entre los elementos de arriostre horizontales

$$t = \frac{320}{20} = 0.16$$

Se tomara t = 13 cm

#### 10.2. ESFUERZO AXIAL MAXIMO

Producido por la carga de gravedad máxima de servicio (Pm), más el 100% de S/C.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \leq 0.2 * f_m * \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 * t} \right)^2 \right] \leq 0.15 * f_m$$

Donde:

L: Longitud total del muro

Pm: carga axial actuante en el muro.

fm = 65 kg/cm<sup>2</sup>

| Story  | Pier | Load Case/C | Location | P        | V2      | V3    | T        | M2       | M3          |
|--------|------|-------------|----------|----------|---------|-------|----------|----------|-------------|
|        |      |             |          | kgf      | kgf     | kgf   | kgf-cm   | kgf-cm   | kgf-cm      |
| Story1 | P1   | Pm          | Bottom   | -30442.5 | -1592.9 | 36.57 | -1089.56 | 13689.98 | -1216604.02 |

Del etabs: Pm = 30442.5 kg

L = 6.40 m

$$\sigma_m = \frac{30442.5}{640 * 13} \leq 0.2 * 65 * \left[ 1 - \left( \frac{320}{35 * 13} \right)^2 \right] \leq 0.15 * 65$$

$$\sigma_m = 3.659 \leq 6.57 \leq 9.75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{oki}$$

**10.3. CALCULO DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL**

$$V_m = 0.5V'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$$

$$V'_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tabla 9: Resistencias E-070})$$

| Story  | Pier | Load Case/C | Location | P         | V2       | V3    | T       | M2       | M3          |
|--------|------|-------------|----------|-----------|----------|-------|---------|----------|-------------|
|        |      |             |          | kgf       | kgf      | kgf   | kgf-cm  | kgf-cm   | kgf-cm      |
| Story1 | P1   | Pg          | Bottom   | -28674.79 | -1298.75 | 27.25 | -866.17 | 11130.41 | -1066274.06 |

$$P_g = 28674.79 \text{ kg-f (del etabs)}$$

Calculo de  $\alpha$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

| Story  | Pier | Load Case/C | Location | P     | V2    | V3   | T       | M2     | M3         |
|--------|------|-------------|----------|-------|-------|------|---------|--------|------------|
|        |      |             |          | kgf   | kgf   | kgf  | kgf-cm  | kgf-cm | kgf-cm     |
| Story1 | P1   | Sismo Y-Y M | Bottom   | 37.12 | 19282 | 3.96 | 1844.93 | 173.46 | 3369839.64 |

Calculado en el Etabs

$$V_e = 19282 \text{ kg-f}$$

$$M_e = 3369839.64 \text{ kg-f}$$

$$\alpha = 3.66 \quad \text{luego} \quad \alpha = 1$$

$$V_m = 0.5 * 8.1 * 1 * 13 * 640 + 0.23 * 28674.79$$

$$V_m = 40291.20 \text{ kg-f}$$

**10.4. CONTROL DE FISURACION**

$$V_e \leq 0.55 * V_m = 0.55 * 40291.20 = 22160.16$$

$$19282 \leq 22160.16 \text{ kg-f} \quad \text{oki}$$

**10.5. VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL EN EL MURO.**

$$V_u \geq V_m \quad \text{ó} \quad \sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \geq 0.05 \cdot f' \cdot m$$

$$2 \cdot V_e \geq 40291.20 \quad \text{ó} \quad \sigma_m = \frac{30442.5}{640 \cdot 13} \geq 0.05 \cdot 65$$

$$38564 \geq 40291.20 \text{ kg} - f \quad \text{ó} \quad \sigma_m = 3.65 \geq 3.25 \text{ oki}$$

tendrá refuerzo horizontal

## 10.6. CUANTIA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL

$$\rho = \frac{A_s}{s \cdot t} \geq 0.001$$

$$A_s = 0.001 \cdot 14 \cdot 21 = 0.294 \text{ cm}^2$$

1Ø1/4" cada 21 cm, penetraran en la columna de confinamiento por lo menos 12.5cm, con gancho de 90° vertical de 10 cm.

## 10.7. DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Las fuerzas internas ( $V_{ui}$ ,  $M_{ui}$ ) serán las del sismo severo y se obtienen amplificando los valores ( $V_{ei}$ ,  $M_{ei}$ ) obtenidos del análisis elástico por sismo moderado, por la relación cortante de agrietamiento diagonal ( $V_{m1}/V_{e1}$ ) ambos del primer piso, las que servirán para diseñar los siguientes pisos.

### a) *Calculo de la fuerza axial en la columna (F)*

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

$$2 \leq \frac{40291.20}{19282} \leq 3$$

$$2 \leq 2.09 \leq 3 \quad \text{oki}$$

Luego:

$$V_{u1} = V_{e1} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$V_{u1} = V_{m1} = 40291.20 \text{ kg} - f$$

$$M_{u1} = M_e \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{u1} = 3369839.64 * 2.09 = 7041535.56 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} * h \text{ (h es la altura del primer piso)}$$

$$M = 3369839.64 - \frac{1}{2} * 40291.20 * 320$$

$$M = 594943.286 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$F = \frac{M}{L}$$

$$F = \frac{594943.29}{320} = 874.92 \text{ kg}$$

**b) Calculo de Fuerza Cortante (Vc)**

$$V_c = 1.5 * \frac{V_{m1} * L_m}{L * (N_c + 1)}$$

**Nc=2columnas**

$$V_c = 1.5 * \frac{40291.20 * 680}{680 * (2 + 1)} = 20145.6 \text{ kg}$$

**c) Calculo de Fuerza en tracción (T)**

$$P_c = \frac{P_m}{2}$$

$$P_c = 15221.25 \text{ kg}$$

$$T = F - P_c = 14346.33 \text{ kg}$$

**d) Calculo de Fuerza en Compresion (C)**

$$C = P_c + F = 16096.16 \text{ kg}$$

**e) Calculo de la sección de concreto de la columna de confinamiento**

$$A_{c \min} = 15 * t = 195 \text{ cm}^2$$

### Diseño por compresión

El área del núcleo será:

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\emptyset} + A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

Donde:

$\emptyset = 0,7$  estribos cerrados

$\delta = 0,8$ , para columnas sin muros transversales

$$A_s = 4 * 3.14 * (3/8 * 2.54)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 2.85 + \frac{\frac{16096.16}{0.7} + 2.85 * 4200}{0.85 * 0.8 * 175} = 109.71 \text{ cm}^2$$

Sección transversal de la columna ( $A_c$ )

$A_n > A_{cf}$  (área por corte fricción)

### Diseño por corte fricción ( $V_c$ )

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c * \emptyset} \geq A_c \geq 15t$$

$\emptyset = 0.85$

$$A_{cf} = \frac{20145.6}{0.2 * 175 * 0.85} \geq 375 \geq 15 * 13$$

$$A_{cf} = 677.16 \geq 395 \geq 195 \text{ cm}^2$$

### Calculo del refuerzo vertical

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y * \mu * \phi}$$

$$A_{sf} = \frac{20145.6}{4200 * 1 * 0.85} = 5.64 \text{ cm}^2 \text{ (cuantía)}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y * \phi}$$

$$A_{st} = \frac{14346.33}{4200 * 0.85} = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 * f'_c * A_c}{f_y} \dots (\text{min: } 4\phi 8\text{mm}) - (ec - 103)$$

$$A_s = 5.64 + 4.01 \geq \frac{0.1 * 175 * 375}{4200} \dots (\text{min: } 4\phi 8\text{mm})$$

$$A_s = 9.65 \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.1 * f'_c * A_{cf}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.1 * 175 * 677.16}{4200} = 2.82 \text{ cm}^2$$

4Ø1/2" en cada columna  $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### ESTRUCTURACIÓN Y PRE-DIMENSIONAMIENTO

La estructuración y pre-dimensionamiento se realizó siguiendo los criterios aprendidos en los cursos de Análisis Estructural y Concreto Armado, permitiendo definir la estructura del bloque y diseñarlo para lograr un comportamiento sismo resistente adecuado.

La estructuración del bloque se realizó de forma simétrica y simplificada, dándole continuidad a la estructura, en base a pórticos y muros de albañilería confinada.

### MODELO Y ANÁLISIS

Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real.

Los valores obtenidos del desplazamiento en el eje XX y YY, tanto del análisis dinámico y estático están dentro del rango permisible en concreto armado según el RNE E.030.

### DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

En el caso de las vigas, el programa calcula mediante las cargas asignadas, por lo cual es posible utilizar los resultados del diseño automático (que se muestra como áreas o cuantías de acero) para obtener directamente y de manera rápida el armado de acero.



Nuestra norma no está contemplada dentro del programa Etabs, pero es posible obtener los mismos resultados que se obtendrían al diseñar con ésta, si se selecciona para el diseño el código ACI 318-14 y se especifica que los elementos son del tipo "Ordinario" (sway ordinary).

### **RECOMENDACIONES**

Los resultados obtenidos con programas computacionales como Etabs v16.0.2 en la etapa del análisis estructural deben ser revisados apoyándonos en la teoría del análisis y diseño estructural para asumir la responsabilidad profesional de los cálculos.

## BIBLIOGRAFIA

- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2004).
- Bartolome, A. S. (2008). *COMENTARIOS A LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.070 "ALBAÑILERÍA"*. SENCICO, Lima.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Capítulo de Ingeniería Civil - Consejo Departamental de Lima.
- Sociedad Nacional de Minería Petróleo y Energía . (2005). *La Norma Técnica*.
- G. Delgado Contreras. **"Diseño de Estructuras Aperticadas de concreto Armado"**. Editorial EDICIVIL, cuarta edición 1995.
- Roberto Morales M. **"Diseño en Concreto Armado"**. Fondo editorial ICG, Edición 2002.
- Braja M. Das **"Principios de Ingeniería de Cimentaciones"**. Editorial Thomson – México 1999
- Lambe T. William y Whitman Robert V., **"Mecánica de Suelos"**, 2da. ed. (México: Limusa, 1997).
- Apaza Ch. (2012) **"Proyecto definitivo del complejo educativo Cetpro Peru Bif de la Provincia de Azángaro – Puno"**
- Canales H. (2006) "Edificio de Sotano y 12 Pisos de Oficinas)
- Ruiz V., (2014) "Diseño Estructural de la IES Manuel Gonzales Prada"

## ANEXOS