

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO - ESTRUCTURAL ENTRE  
UN SISTEMA APORTICADO, UN SISTEMA APORTICADO CON  
MUROS ESTRUCTURALES Y UN SISTEMA DE PAREDES  
PORTANTES, EN UN EDIFICIO DE 10 PISOS.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**LILIANA MORAIMA BARROS BASTIDAS**

**[liliana.mbb@hotmail.com](mailto:liliana.mbb@hotmail.com)**

**MAYRA JOHANNA PEÑAFIEL PLAZARTE**

**[johannamp\\_690@hotmail.com](mailto:johannamp_690@hotmail.com)**

**DIRECTOR: ING. MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE**

**[patohpla@hotmail.com](mailto:patohpla@hotmail.com)**

**CODIRECTOR: ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO**

**[vintimilla.j@gmail.com](mailto:vintimilla.j@gmail.com)**

**Quito, Enero 2015**

## DECLARACIÓN

Nosotras LILIANA MORAIMA BARROS BASTIDAS y MAYRA JOHANNA PEÑAFIEL PLAZARTE, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**LILIANA MORAIMA  
BARROS BASTIDAS**

---

**MAYRA JOHANNA  
PEÑAFIEL PLAZARTE**

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por LILIANA MORAIMA BARROS BASTIDAS y MAYRA JOHANNA PEÑAFIEL PLAZARTE. Bajo mi supervisión.

---

**ING. PATRICIO PLACENCIA**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

---

**ING. JORGE VINTIMILLA**  
**CO-DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

## **AGRADECIMIENTO**

Johanna

## DEDICATORIA

## DEDICATORIA

Johanna

## CONTENIDO

<b>DECLARACIÓN</b> .....	<b>II</b>
<b>CERTIFICACIÓN</b> .....	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>IV</b>
<b>DEDICATORIAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>CONTENIDO</b> .....	<b>VIII</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>XVI</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>XVIII</b>
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS</b> .....	<b>XIX</b>
<b>ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS</b> .....	<b>XX</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>XXI</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>XXII</b>
<b>PRESENTACIÓN</b> .....	<b>XXIII</b>
<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES</b> .....	<b>1</b>
1.1 INTRODUCCIÓN .....	1
1.2 ANTECEDENTES .....	2
1.2.1 SISMOS EN EL ECUADOR .....	3
1.3 JUSTIFICACIÓN .....	4
1.4 OBJETIVOS .....	9
1.4.1 OBJETIVO GENERAL .....	9
1.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS .....	9
1.5 ALCANCE .....	9
1.6 DISEÑO ARQUITECTÓNICO .....	10
 <b>CAPÍTULO 2: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA</b> .....	 <b>12</b>
2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	12
2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL .....	12
2.3 SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO .....	13
2.3.1 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA .....	15
2.4 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS .....	16



2.5 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PAREDES PORTANTES .....	18
2.6 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	22
2.6.1 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD .....	24
<b>CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO APORTICADO.....</b>	<b>26</b>
3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO .....	26
3.2 ENFOQUE DE DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	26
3.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES .....	27
3.3.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA.....	27
3.3.2 CARGA MUERTA .....	28
3.3.3 CARGA VIVA .....	29
3.4 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL .....	29
3.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL .....	32
3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS .....	33
ESTRUCTURALES .....	33
3.6.1 VIGAS .....	33
3.6.2 COLUMNAS.....	34
3.7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	35
3.7.1 MODELACIÓN .....	35
3.7.2 DIMENSIONES FINALES .....	38
3.7.2.1 Columnas.....	38
3.7.2.2 Vigas.....	38
3.7.3 REVISIONES GLOBALES .....	39
3.7.3.1 Modos de vibración .....	39
3.7.3.2 Derivas de Piso.....	40
3.8 DISEÑO ESTRUCTURAL .....	41
3.8.1 VIGAS .....	41
3.8.1.1 Diseño a Flexión .....	41
3.8.1.2 Diseño a Corte .....	42
3.8.1.3 Ejemplo de diseño de una viga .....	44
3.8.2 COLUMNAS.....	49
3.8.2.1 Diseño a Flexo-Compresión .....	49
3.8.2.2 Diseño del Refuerzo Transversal.....	49

3.8.2.3 Ejemplo de diseño de una columna .....	50
3.8.3 CONEXIÓN VIGA – COLUMNA.....	55
3.8.3.1 Nudo Fuerte - Viga Débil .....	56
3.8.3.2 Columna Fuerte - Viga Débil.....	56
3.8.2.3 Ejemplo del diseño de una Conexión Viga – Columna .....	57
3.8.4 LOSAS .....	60
3.8.4.1 Ejemplo del diseño de una losa tipo de entepiso.....	61
3.8.5 CIMENTACIÓN .....	64
3.8.5.1 Vigas de gran altura.....	64
3.8.5.2 Ejemplo de diseño de una viga de cimentación.....	65
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE.....</b>	<b>69</b>
4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO .....	69
4.2 ENFOQUE DE DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	69
4.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES .....	70
4.3.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA.....	70
4.3.2 CARGA MUERTA .....	70
4.3.3 CARGA VIVA.....	70
4.4 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL .....	70
4.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL .....	72
4.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	72
4.5.1 MODELACIÓN.....	72
4.5.2 DIMENSIONES FINALES .....	74
4.5.2.1 Columnas.....	74
4.5.2.2 Vigas.....	74
4.5.3 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL .....	75
4.5.4 REVISIONES GLOBALES .....	75
4.5.4.1 Modos de vibración.....	75
4.5.4.2 Derivas de Piso.....	76
4.6 DISEÑO ESTRUCTURAL .....	76
4.6.1 VIGAS .....	76
4.6.1.1 Diseño a Flexión .....	76

4.6.1.2	Diseño a Corte .....	77
4.6.1.3	Ejemplo de diseño de una viga .....	77
4.6.2	COLUMNAS .....	80
4.6.2.1	Diseño a Flexo-Compresión .....	80
4.6.2.2	Diseño del Refuerzo Transversal .....	80
4.6.2.3	Ejemplo de diseño de una columna .....	80
4.6.3	MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS .....	84
4.6.3.1	Relación de aspecto .....	84
4.6.3.1.1	<i>Muros Estructurales Altos</i> .....	85
4.6.3.1.2	<i>Muros Estructurales Bajos</i> .....	85
4.6.3.2	Diseño a flexo - compresión .....	86
4.6.3.3	Diseño por cortante .....	86
4.6.3.4	Diseño del cabezal .....	88
4.6.3.5	Ejemplo del cálculo y diseño de un diafragma .....	89
4.7	LOSAS .....	92
4.7.3	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA TIPO DE ENTREPISO .....	92
4.8	CIMENTACIÓN .....	95
4.8.1	VIGAS DE GRAN ALTURA .....	95
4.8.2	EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE CIMENTACIÓN .....	95
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES .....</b>		<b>99</b>
5.1	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO .....	99
5.2	ENFOQUE DE DISEÑO SÍSMICO .....	99
5.3	DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES .....	99
5.3.1	PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA .....	99
5.3.2	CARGA MUERTA .....	100
5.3.3	CARGA VIVA .....	100
5.4	DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL .....	100
5.5	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL .....	102
5.6	ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	102
5.6.1	MODELACIÓN .....	102
5.6.2	REVISIONES GLOBALES .....	104

5.6.2.1 Modos de vibración.....	104
5.6.2.2 Derivas de Piso.....	104
5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL .....	105
5.7.1 RELACIÓN DE ASPECTO.....	106
5.7.1.1 Muros Estructurales Altos .....	106
5.7.1.2 Muros Estructurales Bajos .....	106
5.7.1.3 Muros Estructurales Acoplados .....	106
5.7.1.3.1 Vigas de acople .....	107
5.7.2 DISEÑO A FLEXO - COMPRESIÓN.....	107
5.7.3 FACTOR DE REDUCCIÓN POR LOS EFECTOS DE EXCENRICIDAD Y ESBELTEZ .....	108
5.7.4 DISEÑO POR CORTANTE .....	111
5.7.5 ELEMENTOS DE BORDE .....	112
5.7.5.1 Requerimiento del elemento de borde .....	112
5.7.5.2 Confinamiento en elementos de borde .....	113
5.7.5.3 Secciones de Muro tipo L,T, o C.....	113
5.7.5.3.1 Cálculo del Ancho Efectivo .....	113
5.7.6 EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO EJE D.....	115
5.7.7 EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO EJE 4 .....	120
5.8 LOSAS .....	128
5.8.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE ENTREPISO .....	129
5.9 CIMENTACIÓN .....	132
5.9.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	132
 <b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO.....</b>	<b>136</b>
6.1 INTRODUCCIÓN .....	136
6.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PARA CADA UNO DE LOS SISTEMAS PROPUESTOS .....	136
6.2.1 SISTEMA APORTICADO.....	136
6.2.1.1 Corte Basal .....	136
6.2.1.2 Modos de vibración .....	137
6.2.1.3 Deriva inelástica máxima .....	137
6.2.1.4 Configuración Estructural.....	137

6.2.1.5 Diseño Estructural.....	138
6.2.2 SISTEMA APORTICADO CON MUROS DE CORTE .....	138
6.2.2.1 Corte Basal .....	138
6.2.2.2 Modos de vibración.....	138
6.2.2.3 Deriva inelástica máxima .....	139
6.2.2.4 Configuración Estructural.....	139
6.2.2.5 Diseño Estructural.....	139
6.2.3 SISTEMA DE PAREDES PORTANTES.....	140
6.2.3.1 Corte Basal .....	140
6.2.3.2 Modos de vibración.....	140
6.2.3.3 Deriva inelástica máxima .....	140
6.2.3.4 Configuración Estructural.....	141
6.2.3.5 Diseño Estructural.....	141
6.3 ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL .....	141
6.3.1 CARGAS .....	141
6.3.2 MATERIALES .....	142
6.3.3 FACTORES PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL ( $\Phi_p$ , $\Phi_e$ , R) ....	142
6.3.4 CORTE BASAL Y PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA .....	144
6.3.5 REVISIONES GLOBALES .....	145
6.3.5.1 Modos de vibración.....	145
6.3.5.2 Derivas.....	146
6.3.6 SECCIONES .....	147
6.3.6.1 Vigas.....	147
6.3.6.2 Columnas.....	148
6.3.6.3 Losas .....	149
6.3.6.4 Cimentación .....	149
6.4 ANÁLISIS ECONÓMICO PARA CADA UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	149
6.4.1 GENERALIDADES.....	149
6.4.2 PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS UTILIZADOS PARA LOS TRES SISTEMAS PROPUESTOS .....	151
6.4.3 VOLÚMENES DE OBRA.....	152

6.4.5 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA CADA SISTEMA ANALIZADO .....	154
6.5 ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO .....	157
6.5.1 VOLÚMENES DE OBRA .....	157
6.5.2 INCIDENCIA ECONÓMICA DE CADA INSUMO, EN EL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.....	158
6.5.3 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA .....	159
<b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>161</b>
7.1 CONCLUSIONES.....	161
7.2 RECOMENDACIONES .....	165
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>167</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>169</b>
ANEXO No.1: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	170
ANEXOS No.2: PLANOS DEL EDIFICIO APORTICADO .....	196
ANEXOS No.3: PLANOS DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE.....	197
ANEXOS No.4: PLANOS DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES .....	198
ANEXOS No.5: ENCOFRADO ACERO-MADERA.....	199

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>CAPÍTULO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EFIFICIO APORTICADO</b> .....	26
<b>TABLA 3.1 VALORES DE SOBRECARGA APLICADA</b> .....	29
<b>TABLA 3.2 ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z</b> .....	31
<b>TABLA 3.3 DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL</b> .....	33
<b>TABLA 3.4 VALORES DE CARGA MUERTA PARA EL PREDISEÑO DE VIGAS</b> .....	33
<b>TABLA 3.5 PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS</b> .....	35
<b>TABLA 3.6 SECCIONES FINALES DE COLUMNAS</b> .....	38
<b>TABLA 3.7 SECCIONES FINALES DE VIGAS</b> .....	38
<b>TABLA 3.8 MODOS DE VIBRACIÓN</b>	
<b>TABLA 3.9 DERIVAS MÁXIMAS DE PISO</b> .....	41
<b>TABLA 3.10 COEFICIENTES DE REPARTICIÓN DE CARGA</b> .....	61
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EFIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE</b> .....	69
<b>TABLA 4.1 DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL</b> .....	72
<b>TABLA 4.2 SECCIONES FINALES DE COLUMNAS</b> .....	74
<b>TABLA 4.3 SECCIONES FINALES DE VIGAS</b> .....	74
<b>TABLA 4.4 MODOS DE VIBRACIÓN</b> .....	75
<b>TABLA 4.5 DERIVAS MÁXIMAS DE PISO</b> .....	76
<b>TABLA 4.6 VALORES DE <math>\alpha_c</math></b> .....	87
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES</b> .....	99
<b>TABLA 5.1 VALORES DE SOBRECARGA APLICADA</b> .....	100
<b>TABLA 5.2 DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL</b> .....	102
<b>TABLA 5.3 MODOS DE VIBRACIÓN</b> .....	104
<b>TABLA 5.4 DERIVAS ELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO</b> .....	105
<b>TABLA 5.5 FACTORES FE PARA MUROS EXTERIORES E INTERIONES</b> ....	109
<b>TABLA 5.6 FACTORES DE ALTURA EFECTIVA (K)</b> .....	110

<b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO ..</b>	<b>136</b>
<b>TABLA 6.1 DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y DEL EDIFICIO APORTICADO .....</b>	<b>137</b>
<b>TABLA 6.2 DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE .....</b>	<b>139</b>
<b>TABLA 6.3 DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES .....</b>	<b>140</b>
<b>TABLA 6.4 CARGAS MUERTAS ADICIONALES DE CADA SISTEMA .....</b>	<b>141</b>
<b>TABLA 6.5 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ADOPTADOS PARA EL DISEÑO DE CADA SISTEMA .....</b>	<b>142</b>
<b>TABLA 6.6 COMPARACIÓN EN PORCENTAJE DEL CORTE BASAL Y PESO .....</b>	<b>144</b>
<b>TABLA 6.7 MODOS DE VIBRACIÓN DE CADA SISTEMA.....</b>	<b>145</b>
<b>TABLA 6.8 COMPARACIÓN DE DERIVAS INELÁSTICAS .....</b>	<b>146</b>
<b>TABLA 6.9 COMPARACIÓN DE SECCIONES FINALES DE VIGAS .....</b>	<b>147</b>
<b>TABLA 6.10 COMPARACIÓN DE SECCIONES FINALES DE COLUMNAS ....</b>	<b>148</b>
<b>TABLA 6.11 PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS UTILIZADOS .....</b>	<b>151</b>
<b>TABLA 6.12 VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.A.) .....</b>	<b>152</b>
<b>TABLA 6.13 VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.A.M.C).....</b>	<b>153</b>
<b>TABLA 6.14 VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.P.P).....</b>	<b>153</b>
<b>TABLA 6.15 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.A. ....</b>	<b>154</b>
<b>TABLA 6.16 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.A.M.C .....</b>	<b>155</b>
<b>TABLA 6.17 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.P.P .....</b>	<b>156</b>
<b>TABLA 6.18 COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA.....</b>	<b>157</b>
<b>TABLA 6.19 COMPARACIÓN PORCENTUAL DE LOS VOLÚMENES DE OBRA .....</b>	<b>157</b>
<b>TABLA 6.20 COSTO TOTAL DE CADA ESTRUCTURA.....</b>	<b>160</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1.1</b> LOS MAYORES TERREMOTOS REGISTRADOS, SE HAN PRODUCIDO EN EL ANILLO DE FUEGO DEL PACÍFICO.....	2
<b>FIGURA 1.2</b> PLANTA TIPO DE ENTREPISO.....	11
<b>FIGURA 3.1</b> MAPA SÍSMICO DEL ECUADOR.....	30
<b>FIGURA 3.2</b> MODELO DEL EDIFICIO APORTICADO Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS .....	37
<b>FIGURA 3.3</b> REFUERZO LONGITUDINAL DE LA COLUMNA 60X120 .....	51
<b>FIGURA 3.4</b> REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA 60X120 .....	55
<b>FIGURA 4.1</b> MODELO DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS.....	73
<b>FIGURA 4.2</b> REFUERZO LONGITUDINAL DE LA COLUMNA 60X60 .....	81
<b>FIGURA 4.3</b> REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA 60X60 .....	84
<b>FIGURA 4.4</b> MURO CON UNA RELACIÓN DE ASPECTO MAYOR A 3 .....	85
<b>FIGURA 4.5</b> MURO CON UNA RELACIÓN DE ASPECTO MENOR A 2 .....	85
<b>FIGURA 4.6</b> ESQUEMA DE LAS CARGAS ACTUANTES EN UN DIAFRAGMA .....	88
<b>FIGURA 4.7</b> ESQUEMA DEL REFUERZO VERTICAL DEL DIAFRAGMA.....	89
<b>FIGURA 4.8</b> ESQUEMA DEL REFUERZO TRANSVERSAL DEL DIAFRAGMA. ....	92
<b>FIGURA 5.1</b> MODELO DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE PAREDES .....	103
<b>FIGURA 5.2</b> MURO ACOPLADO.....	106
<b>FIGURA 5.3</b> VIGA DE ACOPLA.....	107
<b>FIGURA 5.4</b> MURO NO ARRIOSTRADO .....	110
<b>FIGURA 5.5</b> MURO ARRIOSTRADO .....	111
<b>FIGURA 5.6</b> ESTIMACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO DEL ALA EN UN MURO ESTRUCTURAL.....	114
<b>FIGURA 5.7</b> UBICACIÓN DEL MURO EJE D.....	115
<b>FIGURA 5.8</b> ARMADO LONGITUDINAL DEL MURO EJE D.....	117
<b>FIGURA 5.9</b> UBICACIÓN DEL MURO EJE 4 .....	120
<b>FIGURA 5.10</b> ESQUEMA DEL ARMADO LONGITUDINAL DEL MURO EJE 4 .....	121
<b>FIGURA 5.11</b> CONFINAMIENTO DEL ELEMENTO DE BORDE .....	127
<b>FIGURA 5.12</b> UBICACIÓN DEL NERVIO 1 .....	129
<b>FIGURA 6.1</b> PLANTA DEL SISTEMA APORTICADO .....	138
<b>FIGURA 6.2</b> PLANTA DEL SISTEMA APORTICADO CON MUROS DE CORTE .....	139
<b>FIGURA 6.3</b> PLANTA DEL SISTEMA DE PAREDES PORTANTES .....	141

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>GRÁFICO 3.1</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y COL.60X120.....	52
<b>GRÁFICO 3.2</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X COL.60X120.....	52
<b>GRÁFICO 4.1</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y COL.60X60 .....	82
<b>GRÁFICO 4.2</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X COL.60X60.....	82
<b>GRÁFICO 4.3</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL DEAFRAGMA EJE F	90
<b>GRÁFICO 5.1</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE D .....	117
<b>GRÁFICO 5.2</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE 4 .....	122
<b>GRÁFICO 5.3</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE 4 - CARGA AXIAL AFECTADA POR EL FACTOR FE.....	124
<b>GRÁFICO 6.1</b> MODOS DE VIBRACIÓN PARA EL EDIFICIO APORTICADO...	137
<b>GRÁFICO 6.2</b> MODOS DE VIBRACIÓN PARA EL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE.....	138
<b>GRÁFICO 6.3</b> MODOS DE VIBRACIÓN PARA EL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES .....	140
<b>GRÁFICO 6.4</b> FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL [R] Y FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL [ $\Phi_p$ , $\Phi_e$ ].....	143
<b>GRÁFICO 6.5</b> VALORES DE CORTE BASAL Y PESO TOTAL .....	144
<b>GRÁFICO 6.6</b> MODOS DE VIBRACIÓN DE LOS TRES SISTEMAS .....	145
<b>GRÁFICO 6.7</b> VALORES DE DERIVAS MÁXIMAS EN DIRECCIÓN X E Y .....	146
<b>GRÁFICO 6.8</b> PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.A.....	158
<b>GRÁFICO 6.9</b> PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.A.M.C.....	158
<b>GRÁFICO 6.10</b> PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.P.P .....	159
<b>GRÁFICO 6.11</b> COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA LOS TRES SISTEMAS PROPUESTOS .....	160

## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

<b>FOTOGRAFÍA 2.1</b> EDIFICIO CON EL SISTEMA APORTICADO.....	14
<b>FOTOGRAFÍA 2.2</b> FALLA EN LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA.....	16
<b>FOTOGRAFÍA 2.3</b> EDIFICIO CON EL SISTEMA DE MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS.....	17
<b>FOTOGRAFÍA 2.4</b> EDIFICIO CON SISTEMA DE PAREDES PORTANTES.....	19
<b>FOTOGRAFÍA 2.5</b> DAÑOS SEVEROS EN LOS MUROS DE CORTANTE.....	20
<b>FOTOGRAFÍA 2.6</b> PANDEO DE LAS BARRAS DE REFUERZO VERTICAL, AGRAVADO POR LA FALTA DE SUFICIENTE CONFINAMIENTO.....	21

## RESUMEN

Considerando que, en nuestro medio es común el uso del sistema aporticado en edificios de notable altura, y tomando en cuenta que dicho sistema no ha demostrado tener un comportamiento sísmico adecuado en situaciones extremas en otros países con igual o mayor peligro sísmico que el Ecuador, se evidencia la importancia de plantear dos alternativas de sistema estructural sismorresistente, como son: aporticado con muros de corte y paredes portantes, con el objetivo de demostrar que su comportamiento sísmico es mucho mejor que el aporticado, y que con su implantación en el medio, a la postre se podrá erigir edificaciones más seguras, y menos vulnerables ante sismos.

Para realizar este estudio, primero se establece la filosofía sismorresistente que regirá el diseño de las edificaciones, y posteriormente a partir de una misma arquitectura, se define la configuración estructural de cada sistema. Se especifican las cargas verticales actuantes, y se calcula el corte basal a ser aplicado. Con la ayuda del software ETABS, se realiza el modelo de cada edificio, y se verifica que cada uno cumpla con lo dispuesto en la normativa, seguidamente se realiza el diseño estructural según el código ACI 318-11, de las vigas, columnas, losas y muros de corte, y se obtienen los planos estructurales, los volúmenes de obra y el costo total de cada edificación, mediante un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo estructural y económico de los tres sistemas planteados, a partir del cual se determina que el sistema aporticado con muros de corte junto con el sistema de paredes portantes son las mejores opciones para ejecutar un proyecto, ya que demostraron tener un mejor comportamiento sísmico y además son económicamente factibles.

Es preciso mencionar, que a pesar de que el costo puede variar significativamente al tomar en cuenta los costos indirectos de la construcción y el tiempo de ejecución de la obra, siempre se debería utilizar el sistema que mejor comportamiento sismorresistente tenga.

## ABSTRACT

Whereas in our environment is common to use the framed system in buildings of considerable height, and considering that the system has not had an adequate seismic behavior in extreme situations in other countries with equal or greater hazard seismic than Ecuador, is evident the importance to show two alternatives of earthquake resistant structural system, such as: the framed system with shear walls and the bearing walls system, with the aim of demonstrating that its seismic behavior is better than framed system, and with its implementation in our environment, in a future, we could build safer buildings, and less vulnerable to earthquakes.

To perform this study, it is first established the earthquake-resistant philosophy that governed the buildings design, and then from the same architecture, the structural configuration of each system is defined. The acting vertical loads are specified, and the shear force is calculated. With the help of software ETABS, the model of each building is made and verified that each complies with the provisions of the regulations, then the structural design of beams, columns, slabs and shear walls is performed according to ACI 318-11. The structural planes, volumes of work and the total cost of each building are obtained by an analysis of unit prices.

Finally, a structural and economic comparative analysis of the three systems posed is performed, from which it is determined that framed system with shear walls with the system of bearing walls are the best options for a project, because they have a better seismic performance and are also economically feasible.

It should be mentioned that even though the cost can vary significantly when taking into account indirect construction costs and time of execution of the work, one should always use the system better earthquake resistant behavior have.

## PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está conformado por siete capítulos, estructurados de la siguiente manera:

- **CAPÍTULO 1** : Generalidades

Se da una breve introducción al problema que presentan las estructuras en nuestro medio, además del potencial peligro sísmico que posee el país.

- **CAPÍTULO 2**: Fundamentación teórica

Se describen las características de cada sistema estructural planteado, y la filosofía de diseño sismorresistente que será adoptada para el cálculo de cada edificio.

- **CAPÍTULO 3, CAPÍTULO 4, CAPÍTULO 5**: Diseño Estructural del Edificio utilizando el sistema Aporticado, Aporticado con Muros de Corte y Paredes Portantes.

En estos capítulos se presenta la descripción, el enfoque sismorresistente, el análisis de cargas verticales y laterales, el análisis estructural, y además el proceso del diseño estructural, de cada edificio.

- **CAPÍTULO 6**: Análisis comparativo estructural y económico

Se presenta el análisis comparativo estructural y económico de los tres sistemas propuestos, en lo referente a materiales, cargas, modos de vibración, derivas, secciones, volúmenes de obra y costos finales.

- **CAPÍTULO 7**: Conclusiones y Recomendaciones

Se recopila la importancia del presente trabajo estableciendo las respectivas conclusiones y recomendaciones para futuros estudios.

Adicionalmente, se presenta en los Anexos, los planos estructurales y el análisis de precios unitarios que corresponde a cada rubro, para los tres sistemas analizados.

# CAPÍTULO 1

## GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el país ha experimentado un incremento considerable en la demanda de construcciones para el sector de la vivienda, debido al crecimiento poblacional que se concentra en las grandes ciudades como es el caso de Quito donde cada vez más, es limitada el área para construir. Por tal motivo se ve la necesidad de hacer edificaciones de considerable altura, para así, aprovechar de manera eficiente el recurso suelo.

La mayoría de las edificaciones construidas en la ciudad están conformadas por elementos estructurales tales como vigas, columnas y losa, que en conjunto se denomina sistema aporticado, pero éste no es el único, ya que con el pasar de los años se han ido investigando e innovando diversos sistemas constructivos alternativos que incluyen muros estructurales, y es a la aplicación de éstos a los que se debe tender, ya que en otros países han demostrado tener un buen comportamiento ante eventos sísmicos severos.

Tomando en cuenta que Quito se encuentra situado en una zona de alto peligro sísmico, el concebir una estructura sismorresistente no debería ser opcional, aunque esto involucre un costo adicional.

El desconocimiento de las ventajas estructurales y económicas que ofrecen los sistemas alternativos, da lugar a que se siga utilizando el sistema tradicional aunque no sea el más conveniente. Por lo tanto, en el presente estudio se pretende establecer dos alternativas de construcción, los cuáles son: sistema aporticado con muros de corte y sistema de paredes portantes, y comprobar que pueden tener un mejor comportamiento sísmico sin aumentar el presupuesto del edificio.

## 1.2 ANTECEDENTES

Ecuador se encuentra en el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, característica que lo convierte en una zona de marcado peligro sísmico.

**FIGURA1.1** LOS MAYORES TERREMOTOS REGISTRADOS, SE HAN PRODUCIDO EN EL ANILLO DE FUEGO DEL PACÍFICO.



FUENTE: Enciclopedia libre Wikipedia

El Cinturón de fuego del Pacífico se extiende 40.000 km, desde Chile, en Suramérica, hasta Nueva Zelanda, en el Pacífico occidental. La colisión de estas enormes placas tectónicas hace que se dé un acumulamiento de ingentes cantidades de energía que luego de repente se liberan y producen terremotos. Los mayores terremotos registrados mediante sismógrafos han ocurrido en esta zona, y se estima que aproximadamente el 75% de la energía sísmica total producida en el mundo al año es liberada a lo largo de dicha zona.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Alarcón J. y Franco G., El terremoto de magnitud 8,8 de Maule (Chile), Evaluación sísmológica y observaciones del estudio de campo, 2010.



En la figura 1.1 se muestran once de los mayores sismos registrados en el mundo, y como se puede observar casi todos se produjeron en el Cinturón de fuego del Pacífico. El mayor sismo registrado ocurrió en 1960 en Chile, y tuvo una magnitud de 9,5 en la escala de Richter (escala logarítmica arbitraria que asigna un número para cuantificar la energía liberada en un terremoto). Dejó a su paso consecuencias devastadoras y muy lamentables.

### **1.2.1 SISMOS EN EL ECUADOR**

Según el Instituto Geofísico (IG) de la Escuela Politécnica Nacional (EPN), en el país ocurrió un gran sismo, que en el siglo XX fue el quinto más fuerte registrado en el mundo. El terremoto se produjo en Esmeraldas el 31 de enero de 1906 y su magnitud fue de 8,8 grados en la escala de Richter, y IX en la escala de Mercalli (escala que evalúa la intensidad de los terremotos a través de los daños y efectos generados). De acuerdo a un informe del Instituto Oceanográfico de la Armada (INOCAR), éste sismo dejó entre 1000 y 1500 víctimas mortales.

Cabe señalar que actualmente el sismo ocurrido en Ecuador en 1906, es el séptimo mayor sismo registrado en el mundo, debido a que en los últimos años se suscitaron dos sismos fuertes, uno de mayor magnitud en Japón, y otro en Chile de igual magnitud pero de mayor intensidad.

Otro sismo fuerte, se registró el 5 de agosto de 1949, pero esta vez en la sierra, específicamente en la ciudad de Ambato, el saldo fue una ciudad destruida, 50 poblaciones arrasadas y aproximadamente 6000 muertos, además que las secuelas de destrucción se extendieron a las provincias de Cotopaxi, y Chimborazo.

En 1999, en la provincia de Manabí se produjo un sismo de grado VIII en la escala de Mercalli que dejó a su paso gran destrucción en los edificios de Bahía de Caráquez, y daños graves en Canoa, San Vicente y localidades cercanas. Aunque su magnitud fue de 7,1 grados en la escala de Richter según el Instituto Geofísico de la EPN.

El Ecuador ha experimentado sismos de elevada magnitud que han dejado consecuencias irreversibles. Cada año se registran miles de temblores imperceptibles para la población. Desde 1541 se han presentado 37 terremotos de niveles superiores a VII grados en la escala de Mercalli, y como consecuencia fatal aproximadamente 80 mil vidas humanas han dejado de existir.

A pesar del antecedente sísmico en el Ecuador, la historia constructiva en el país no ha cambiado notoriamente en el transcurso de los años, puesto que la vulnerabilidad de las estructuras aún sigue siendo elevada. Según la Cámara de la Industria de la Construcción de Quito, existe entre un 60% y 70% de construcciones de viviendas unifamiliares informales que carecen de registros municipales de planos y licencias de construcción, no pasaron por la revisión de un profesional, y fueron construidas empíricamente, generalmente por maestros de obra con mucha o ninguna experiencia. Además es una falla muy común en nuestro medio que edificios de considerable altura se construyan sin un sistema estructural sismorresistente porque soportan con sobra de resistencia el efecto de cargas verticales como son el peso propio de los elementos, cargas vivas y demás, sin presentar falla alguna en su estructura, pero cuando de resistir fuerzas laterales producidas por un evento sísmico se trata, no son nada confiables.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN**

Se hace un recuento de algunos sismos ocurridos en el país con la intención de despertar y crear una cultura de prevención ante este tipo de desastres, ya que es lamentable mencionar que en el Ecuador dicha cultura de prevención es muy pequeña o casi no existe. A veces despierta con el conocimiento de tragedias sucedidas en países vecinos, pero con el pasar de los días todo queda en el olvido. Nuestro país no está preparado para soportar un evento sísmico como el que ocurrió recientemente en Chile por mencionar alguno, ya que como es de conocimiento extendido más de un 70% de las edificaciones no pueden ser catalogadas como sismorresistentes, por un lado, está la falta de supervisión y en otros casos por confiar la construcción (sin diseño) directamente al maestro de obra. Por esta razón dichas edificaciones deberían ser sometidas a un proceso de

evaluación por parte de especialistas calificados y de ser el caso deberían ser reforzadas para que tengan un comportamiento sísmico adecuado.

Aunque los sismos son fenómenos naturales que no se pueden predecir es gracias a los avances de la ciencia e ingeniería que existen herramientas tecnológicas que ayudan a reducir el impacto de éstos eventos en las estructuras. El diseñar con criterios sismorresistentes minimiza de alguna forma la vulnerabilidad de las edificaciones, al punto en que se pueda prevenir grandes catástrofes como las que se produjeron en Haití.

Son indudablemente los sismos los mejores fiscalizadores que puede tener una estructura, ya que a su paso dejan a la vista falencias en los diseños estructurales y en los procesos constructivos, además que las consecuencias traducidas en daños materiales, pérdidas humanas y económicas son devastadoras. Es por ello que las estructuras deben ser diseñadas y construidas con filosofía sismorresistente.

Se puede decir que Chile es un ejemplo en materia de diseño sismorresistente ya que en el año 2010 un sismo de magnitud 8.8, dio como saldo un solo edificio colapsado. Sin embargo, tener este privilegio les costó demasiado, ya que al ser un país que se ubica en el límite de placas tectónicas, el riesgo sísmico es muy elevado, y prueba de ello es que el terremoto más fuerte registrado en la historia de la humanidad ocurrió precisamente en Valdivia – Chile en el año de 1960 y tuvo una magnitud de 9.5 en la escala de Richter; a su paso dejó resultados catastróficos. Estas experiencias vividas hicieron que los encargados de la ingeniería sismorresistente en dicho país se tomaran con suma responsabilidad el diseño y construcción de sus edificaciones, respaldándose en códigos de diseño muy complejos y estrictos, con un cumplimiento riguroso cotidiano. Ésta situación demuestra que sí se puede tomar conciencia y medidas de prevención en función de acontecimientos pasados.

Según la entrevista realizada por Luis Dávila Loo, al ingeniero Patricio Placencia especialista en estructuras de hormigón armado, desde su punto de vista,

Chile tiene la mejor ingeniería sismorresistente del mundo ya que trabajan bien en cinco aspectos, de los cuales ninguno se hace bien en nuestro medio.

“Primero, exigen un planteamiento arquitectónico sismorresistente. En nuestro país, los arquitectos diseñan a base de columnas para que los ingenieros calculen las dimensiones y coloquen las varillas necesarias. Esas estructuras se llaman de pórticos. Para que las estructuras de pórticos sean sismorresistentes requieren de condiciones muy sofisticadas, muy difíciles de hacerlas. Además, los pórticos son más flexibles que las paredes de mampostería, por tanto, en un sismo primero se rompen todas las paredes y después comienza a trabajar la estructura, o sea es un mal matrimonio. En Chile, a nadie se le ocurre, ni por mala idea, diseñar una estructura sismorresistente con pórticos, sino con paredes de hormigón. Allá el arquitecto piensa en paredes de hormigón, pone en sus diseños esas paredes para que el ingeniero calcule con ellas y les coloque el hierro y el espesor necesario”.

“El segundo aspecto es un muy buen diseño estructural para enfrentar cualquier escenario, ya sea de sismo pequeño, mediano o grande. El código ACI, que es el de los Estados Unidos y que se aplica en Ecuador, especifica que para calcular las fuerzas sísmicas en una construcción debe utilizarse entre una cuarta o quinta parte de la fuerza que tendría un sismo fuerte. Con esto el edificio puede resistir un sismo pequeño y mediano. Esto es bastante racional porque un sismo fuerte no es una cosa de todos los días, entonces no hay para qué gastar tanto dinero si es que ese sismo fuerte no va a ser frecuente. Pero el ACI pone una condición: hacer diseños y chequeos especiales para que, en caso de sismo fuerte, la estructura pueda disipar energía y no colapsar. En nuestro medio no se hace este último chequeo de manera general. Creo que un cinco por ciento de las construcciones harán este chequeo, no más. Más del 90 por ciento de los diseños están hechos para resistir sismos pequeños y hasta medianos, pero no grandes”.

“El tercer aspecto es el control. Aquí no hay control municipal, ni del colegio de ingenieros ni de nada. El Municipio, como aprueba planos y otorga licencias para que se construya, debería hacer el control. En Chile es obligatorio que el diseño

estructural sea revisado por otra parte para que el Municipio lo apruebe. Y esa otra parte se hace corresponsable del diseño”.

“El cuarto aspecto es la excelencia en la construcción y control de la construcción en la parte estructural. En Ecuador se construye bastante bien, pero la parte de detalle estructural es deficiente. Siempre que voy a una obra, incluso de constructores buenos y de fama, encuentro fallas graves de detalle (doblados, traslapes, ganchos) que no se notan cuando el edificio está terminado, pero que, en caso de darse un sismo fuerte, demostrarían que esas construcciones están mal hechas”.

“El quinto aspecto es la fiscalización. Los equipos de fiscalización se ocupan más en cuidar los intereses del dueño, que la obra avance dentro del cronograma previsto, que se cumpla el presupuesto, pero no de los detalles, que son importantísimos para una seguridad sísmica. En Chile, la fiscalización estructural funciona como debe ser”.<sup>2</sup>

En nuestro medio la utilización del sistema aporticado radica en que la mayoría de diseñadores lo utilizan por ser el más estudiado, por estar en nuestro código vigente o porque así lo dispone un diseño arquitectónico, por dicha razón es importante mencionar que desde el inicio de un proyecto de edificación es vital que el arquitecto trabaje conjuntamente con un ingeniero estructural, con la intención de definir el material más adecuado para la estructura, a más de ello realizar una buena distribución de columnas y sobretodo analizar la posibilidad de utilizar muros de cortante o diafragmas, estableciendo de antemano el espacio más adecuado para su ubicación. En edificios altos es fundamental considerar diafragmas en su configuración estructural ya que éstos absorben gran cantidad de las fuerzas laterales generadas por un terremoto, desde luego si están correctamente diseñados; además que ayudan a corregir cualquier deficiencia que se tenga en el diseño estructural. Perú por ejemplo es un país que está

---

<sup>2</sup> Dávila L, Entrevista a Patricio Placencia, experto en el tema, “Las construcciones de Quito son muy vulnerables ante un sismo”, Revista Q No. 11, 2011.

adoptando ya éste sistema en sus diseños, debido principalmente a sus trágicas experiencias con sismos.

Si nos referimos a Ecuador, podría mencionarse que en las ciudades de Quito y Guayaquil éste sistema se adopta de forma parcial, y en el resto de ciudades muy poco. Generalmente lo más común es incluir muros de corte en el ducto de ascensores, pero ésta no es la mejor opción, ya que podría ocasionarse torsión en planta en el edificio, la cual lo llevaría al colapso durante el sismo.

Entonces, se deben concebir proyectos estructurales con capacidad sismorresistente, que incluyan una adecuada configuración estructural, que estén en capacidad de mínimo resistir las fuerzas sísmicas recomendadas por el Código Ecuatoriano de la Construcción, y a más de ello tengan la capacidad de disipar energía en el rango inelástico durante la ocurrencia de un sismo fuerte. O por otro lado, se debe proveer al edificio de capacidad para que resista las solicitaciones últimas producidas por un sismo fuerte en el rango elástico, como es el caso del sistema de paredes portantes.

En conclusión, es necesario recurrir a diferentes sistemas estructurales, que como se mencionó anteriormente han demostrado tener un excelente comportamiento sísmico en situaciones extremas en otros países; con el único fin de salvaguardar la integridad de las personas, en caso de que un evento sísmico fuerte ocurra.

Dos alternativas planteadas en el presente estudio son: edificios con muros de corte o diafragmas y edificios con paredes portantes, ya que estos pueden tener un mejor comportamiento sísmico que el sistema aporticado y además pueden ser económicamente factibles.

Si los sistemas sismorresistentes alternativos que se proponen, generan buenos resultados en su posible aplicación, se abriría el paso a nuevas investigaciones que intenten optimizar la técnica, la construcción y los recursos de éstos nuevos planteamientos.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Estudiar y analizar dos sistemas estructurales alternativos al sistema aporticado, con el fin de demostrar que su comportamiento sísmico es mucho mejor. Y en función de éste análisis establecerlos como alternativas de construcción en nuestro medio, ya que de ésta manera, a la postre se podrán erigir edificaciones más seguras, y menos vulnerables ante sismos.

### **1.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS**

- ✓ Modelar un edificio de 10 pisos aplicando los tres sistemas propuestos, y efectuar su diseño con una filosofía sismorresistente.
- ✓ Determinar mediante un análisis comparativo estructural, cuál de los tres sistemas en estudio ofrece un mejor comportamiento sísmico.
- ✓ Obtener los volúmenes de obra y el costo total de cada edificación mediante un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta.
- ✓ Realizar un análisis comparativo de costos para determinar cuál sistema es el más económico.

## **1.5 ALCANCE**

Como ya se mencionó en el apartado anterior, Ecuador se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, y por ende el concebir una estructura con un diseño sismorresistente no debe ser una opción sino una necesidad, aunque esto involucre un costo adicional.

Si la situación actual no cambia, y se llegara a producir un sismo fuerte, las edificaciones en nuestro medio por no tener una configuración estructural adecuada, podrían tener graves daños estructurales e incluso llegar al colapso.

Tomando en cuenta que el sistema aporticado con muros de corte y el sistema de paredes portantes; ambas alternativas de hormigón armado, han demostrado tener un adecuado comportamiento sísmico en situaciones extremas en otros países, se plantea con este proyecto establecer estos dos sistemas como alternativas de construcción en nuestro medio, ya que de ésta manera se contribuiría a disminuir la vulnerabilidad que presentan las edificaciones.

En este proyecto se pretende calcular y diseñar una misma edificación, pero con la aplicación de los tres sistemas estructurales propuestos, y en función de los diseños obtener los volúmenes de obra y determinar el costo total de cada edificio mediante un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta.

## **1.6 DISEÑO ARQUITECTÓNICO**

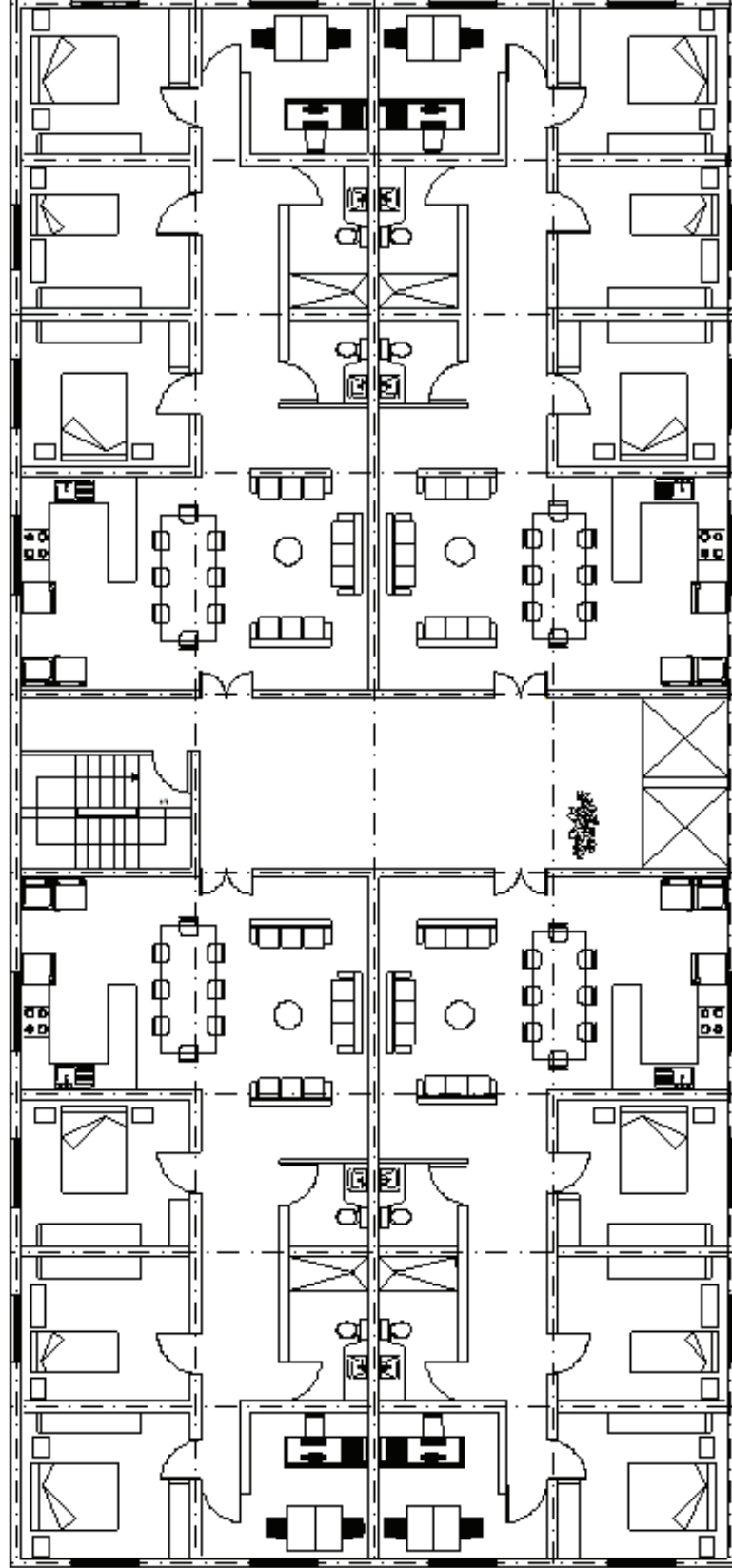
La arquitectura presentada en éste trabajo se utilizará para los tres sistemas propuestos, con las variantes correspondientes en cada caso, principalmente su configuración estructural.

Se trata de una edificación ubicada en Quito y destinada a vivienda, que consta de 10 plantas sobre el nivel del suelo, con un área en planta de 560 m<sup>2</sup> y tres subsuelos destinados a parqueaderos y bodegas, con un área en planta de 1242 m<sup>2</sup>.

En la figura 1.2 se muestra una planta tipo del edificio, donde se presenta la distribución de ambientes.



FIGURA1.2 PLANTA TIPO DE ENTREPISO



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## **CAPÍTULO 2**

### **FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

#### **2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

Es un conjunto de elementos independientes que se ensamblan para formar un cuerpo único, con el objetivo de dar solución (cargas y forma) a un problema civil determinado.

El sistema estructural es el soporte básico, el armazón o esqueleto de la estructura total y él transmite las fuerzas actuantes a la cimentación.

Los sistemas estructurales pueden diferenciarse entre sí, por el comportamiento de sus elementos ante la presencia de determinadas solicitaciones. Por lo que, es importante tomar en cuenta, para un adecuado diseño, primero el tipo de estructura, es decir, elegir un sistema estructural orientado a tener un buen comportamiento en casos extremos, seguido de una buena configuración estructural. Además de tomar en cuenta las exigencias funcionales que posee cada proyecto y las acciones a las que va a estar expuesto, dependiendo de las condiciones de sitio, las características del terreno donde se va a construir y el material a utilizarse.

#### **2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

La configuración estructural se conoce como el ensamble, la distribución y ubicación que se le da a los elementos estructurales que proporcionan la resistencia de una estructura, es decir, losas, vigas, columnas, muros de corte, entre otros; como a los elementos no estructurales, tal es el caso de la disposición de la mampostería, además de los materiales y cargas actuantes, ya que estos elementos y factores están relacionados con el comportamiento que tendrá la estructura ante eventos adversos como los sismos.

En una edificación, la configuración estructural es uno de los aspectos más importantes en todo el proyecto, ya que el tener una concepción adecuada desde el planteamiento arquitectónico, lleva a constituir estructuras más confiables y con un mejor comportamiento sísmico.

### **2.3 SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO**

Este sistema está conformado por vigas y columnas de hormigón armado las cuales están conectadas entre sí por medio de nudos rígidos que permiten la transferencia de los momentos flectores y cargas axiales hacia las columnas.

Para el relleno de los pórticos se utiliza mampostería de bloque o ladrillo.

Entre las ventajas que posee éste sistema se pueden mencionar las siguientes:

- ✓ Es versátil y bastante bondadoso con la distribución de ambientes.
- ✓ Al ser estructuras muy flexibles las solicitaciones sísmicas son pequeñas

Y entre las desventajas presentadas, se pueden mencionar las siguientes:

- ✓ En general, el sistema presenta baja resistencia y rigidez a cargas laterales.
- ✓ Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos, los cuales producen daños en elementos no estructurales.
- ✓ Se dificulta mantener las derivas bajo los límites permisibles.
- ✓ El uso de este sistema queda limitado a edificaciones de baja y mediana altura, ya que mientras mayores sean los niveles del edificio, mayores tendrían que ser las dimensiones de las columnas, y esto implicaría tener un proyecto económico y arquitectónicamente no viable.

El sistema aporticado ha sido uno de los más estudiados e investigados, por una parte, debido a su uso extendido y por otra, debido a la dificultad de dotarle de cierta ductilidad que le permita tener un comportamiento adecuado durante eventos sísmicos severos. Sin embargo, las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto las falencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas, incluso en países desarrollados y con una tecnología sísmica avanzada. Cabe señalar que este sistema es muy bueno para resistir cargas verticales por mucho tiempo sin llegar a fallar, pero no es el más adecuado

cuando de resistir fuerzas laterales generadas por un sismo fuerte se trata, ya que no posee la resistencia y rigidez necesaria.

“Los sismos grandes son los verdaderos examinadores de la resistencia y rigidez de las edificaciones, y para que una estructura de este tipo falle, en la actualidad se requiere de un mínimo número de errores en la fase de diseño y construcción. Las fuerzas laterales sísmicas generan en las estructuras grandes esfuerzos de corte, llevándolas en la mayoría de los casos a estados de comportamiento inelástico, que con frecuencia no es revisado en la fase de diseño por el ingeniero encargado del cálculo”.<sup>3</sup>

Con este antecedente, las edificaciones de este tipo deben necesariamente contemplar un diseño sismorresistente que se base en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, para de esta manera generar un mecanismo de ductilidad que haga que la estructura pueda disipar energía cuando incursione en el rango inelástico. Para cumplir con ésta condición es necesario realizar el chequeo conexión viga-columna en el diseño, y tener una adecuada supervisión técnica en el proceso constructivo.

### **FOTOGRAFÍA 2.1 EDIFICIO CON EL SISTEMA APORTICADO**



FUENTE: Escuela de Ingeniería de Antioquía, Análisis de Estructuras I

---

<sup>3</sup> Capa, V. Edificios vulnerables en zonas sísmicas, 2014.

### 2.3.1 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

“El diseño de las conexiones viga-columna es considerado el aspecto más crítico dentro del diseño de un edificio de hormigón armado situado en zonas de alto riesgo sísmico, sobre todo en aquellas estructuras que carecen de diafragmas u elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica.”<sup>4</sup>

En las estructuras aporricadas de concreto reforzado, el nudo viga – columna debe ser capaz de soportar las fuerzas a las cuáles estará sometido durante los efectos de un sismo, para que así sean transmitidas a través del nudo a los respectivos elementos de soporte, de manera que la estabilidad e integridad de la estructura no se vea afectada.

Al producirse una falla en la conexión, se pone en peligro la seguridad de la estructura, porque no se pueden desarrollar los mecanismos de disipación de energía.

La ocurrencia de sismos recientes evidenció que el colapso de muchas estructuras de este tipo, se dio precisamente por problemas constructivos o por deficiencias en el detallado de las conexiones viga-columna. Por lo tanto, el diseño, el detallado y la correcta ejecución en obra de una conexión no son opcionales, más aún al estar nuestro país en una zona de alto peligro sísmico.

Parte esencial del diseño del nudo es el confinamiento del mismo, dado que:

- a) Aumenta la resistencia del núcleo de concreto y mejora su capacidad de deformación.
- b) Evita el pandeo hacia fuera de las barras verticales de la columna.

Se presentan a continuación algunos ejemplos reales de las fallas en las conexiones después de un evento sísmico.

---

<sup>4</sup> Aguiar R., Revelo M., Tapia W. Análisis de Conexiones Viga-Columna de acuerdo al código ACI 318SR-05. Quito, Ecuador

## FOTOGRAFÍA 2.2 FALLA EN LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA



Terremoto, 17 de agosto de 1999, Kocaeli  
Turquía.



Terremoto y tsunami, 26 de diciembre de 2004 Sur  
Este de Asia.

FUENTE: Análisis de Conexiones Viga-Columna de acuerdo al código ACI 318SR-05.

## 2.4 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS

Se lo puede denominar como un sistema combinado, en el cual, las cargas verticales son resistidas por pórticos especiales resistentes a momentos, y las solicitaciones sísmicas en gran parte son resistidas por muros de corte o diafragmas, los cuales son paredes de hormigón armado continuos, que deben estar distribuidos de forma simétrica y de preferencia perimetralmente para que tengan un mejor comportamiento sísmico.

Con este sistema se proporciona de gran resistencia y rigidez lateral a la estructura, lo que la hace muy eficiente para resistir fuerzas sísmicas. Por otro lado, siempre y cuando se tenga una buena distribución de los elementos rígidos, se puede obtener las ventajas del sistema aporticado, en cuanto a su ductilidad y distribución de espacios internos.

En países en los que el riesgo sísmico es elevado, este sistema es ampliamente recomendado puesto que genera las siguientes ventajas:

- ✓ Disminuye notablemente las derivas de piso, vibraciones y oscilaciones, ayudando de esta manera a que los daños en elementos no estructurales sean mínimos.
- ✓ Ayuda a minimizar la posibilidad de falla por piso blando y columna corta, ya que por ser elementos de gran rigidez, absorben la mayoría de las solicitaciones sísmicas.
- ✓ Éste sistema permite realizar edificaciones de mediana y gran altura, puesto que al ser los muros de corte muy rígidos, el periodo natural es más corto, y por lo tanto los desplazamientos son mucho menores que los del sistema aporticado.

Cabe señalar que estas ventajas se obtienen siempre y cuando se tenga una correcta disposición en planta de los muros, un correcto cálculo y diseño, y una adecuada supervisión en obra.

### **FOTOGRAFÍA 2.3** EDIFICIO CON EL SISTEMA DE MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS



FUENTE: "Sistemas estructurales". [www.civil.cicloides.com](http://www.civil.cicloides.com)

En éste sistema estructural es necesario verificar que los esfuerzos transmitidos por los muros al suelo no superen su capacidad portante, ya que podrían producirse asentamientos excesivos que pondrían en riesgo la integridad de la estructura.

Además, aunque estos muros son de gran importancia en el correcto desempeño de la estructura, tienen la desventaja de ser inamovibles, por lo que una correcta concepción arquitectónica podría solventar este inconveniente.

## **2.5 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PAREDES PORTANTES**

Es un sistema estructural constituido por muros, comúnmente denominados muros de corte, debido a que la carga lateral de un edificio producida por un sismo, se trasmite por corte horizontal a dichos elementos, y también porque debido a que poseen una alta rigidez pueden absorber gran parte de la fuerza sísmica total. Sin embargo, en edificios altos y esbeltos el comportamiento de los muros no siempre suele ser por corte sino más bien por flexión.

El uso de muros de corte en edificios altos es importante porque les proporciona seguridad estructural adecuada ante sismos severos, y los protege contra el daño de elementos no estructurales.

Cabe señalar que el análisis estructural de estos muros depende de su relación de aspecto. Cuando se trata de muros altos, su comportamiento es similar al de los elementos sometidos a flexión, por el contrario, si son muros bajos, el agotamiento en flexión es casi imposible, puesto que siempre será crítico el cortante, y por lo tanto su análisis se desarrolla de acuerdo a la teoría de la elasticidad.

Este sistema por poseer muros portantes tanto para carga vertical como para lateral, no posee vigas ya que la losa se apoya directamente en dichos muros.



**FOTOGRAFÍA 2.4 EDIFICIO CON SISTEMA DE PAREDES PORTANTES**

FUENTE: Pontificia Universidad Católica del Perú. Sistemas estructurales.

Se presenta a continuación un ejemplo del comportamiento estructural que tuvieron los edificios construidos con el sistema de paredes portantes en Chile, durante la ocurrencia de un sismo de magnitud 8,8 en la escala de Richter.

Siendo Chile uno de los países que más azotado ha sido por terremotos de gran magnitud, no es sorpresa que sus normas de diseño sismorresistente sean unas de las más rigurosas en el mundo, ya que éstas han sido actualizadas de acuerdo a las lecciones aprendidas de anteriores siniestros.

No obstante, el 27 de febrero del 2010, un sismo de 8,8 en la escala de Richter ocurrido en Maule – Chile puso una vez más a prueba a la norma chilena, ya que, aunque en general los edificios construidos según las normas sismorresistentes se comportaron muy bien, hubo algunas excepciones que ocasionaron importantes daños en cuanto a pérdidas económicas.

“En Chile, los edificios construidos según las normas sismorresistentes de ingeniería civil se apoyan de forma importante sobre muros de cortante. Éstos son

muros masivos de hormigón armado en la estructura, que están diseñados para resistir una gran parte de las fuerzas laterales que genera un terremoto. Muchos de los edificios modernos existentes respondieron bien, pero hubo excepciones en las que los inmuebles sufrieron colapsos parciales debido a daños severos en los muros de cortante de hormigón, como se muestra en la fotografía 2.5. La inspección del refuerzo longitudinal de los muros sugiere que las barras de acero sufrieron un pandeo debido a esfuerzos de compresión excesivos en los bordes de los muros y al insuficiente confinamiento del hormigón. El especial confinamiento del hormigón en los bordes de los muros de cortante se conoce normalmente como “elemento de contorno” y le proporciona al muro una mayor capacidad de resistencia a las cargas sísmicas. La ausencia de estos elementos de contorno pudo haber sido principalmente el responsable del fallo de los elementos verticales (fotografía 2.6).<sup>5</sup>

#### **FOTOGRAFÍA 2.5 DAÑOS SEVEROS EN LOS MUROS DE CORTANTE**



FUENTE: AIR Worldwide

---

<sup>5</sup> Alarcón J. y Franco G., El terremoto de magnitud 8,8 de Maule (Chile), Evaluación sismológica y observaciones del estudio de campo, 2010.

**FOTOGRAFÍA 2.6 PANDEO DE LAS BARRAS DE REFUERZO VERTICAL, AGRAVADO POR LA FALTA DE SUFICIENTE CONFINAMIENTO**



FUENTE: AIR Worldwide

“El terremoto del año 2010 mostró que a pesar del buen desempeño de la gran mayoría de los edificios chilenos de hormigón armado, se presentaron fallas inesperadas en muros de edificios en altura que afectaron especialmente a edificios modernos construidos en los últimos 10 años”.

“Esto dejó en evidencia que dichos muros tenían un comportamiento frágil, inadecuado para resistir solicitaciones sísmicas importantes. Gran parte de lo anterior se debe al poco confinamiento de estos elementos, práctica usual en los edificios y que venía avalada por el buen comportamiento en el terremoto del año 1985 de edificios con muros sin confinar”.

“Para la nueva generación de edificios, especialmente los construidos en los últimos 10 años, claramente la conclusión del año 1985 no es aplicable y se requiere dar mayor importancia al confinamiento de borde en muros. La norma chilena de diseño en hormigón armado NCh430 del año 2008, basada en la norma americana ACI 318 del año 2005, establece el confinamiento requerido, pero lo hace en base a criterios desarrollados para estructuras comunes a la práctica americana, las que se alejan de las configuraciones tradicionales de muros en Chile”.

“Por ejemplo, la norma americana ACI 318 considera implícitamente que todo el desplazamiento sísmico del edificio es generado por rotaciones plásticas en la base de los muros (zona crítica). Esto implica un diseño en el cual se esperan pérdida de recubrimiento y eventualmente pandeo de barras en la base de los muros (daños similares aunque más controlados que los vistos en febrero)”.

“Por otro lado, la práctica tradicional chilena de diseño ha privilegiado históricamente a edificios que responden casi sin daño, fundamentalmente en el rango elástico. Lamentablemente, la nueva generación de edificios chilenos quedó en una zona intermedia entre la práctica americana y la chilena tradicional, sin suficiente confinamiento y ductilidad (ACI) y sin suficiente rigidez y capacidad de deformación elástica (práctica chilena), lo que llevó a un modo de falla inesperado en flexo compresión, especialmente en zonas donde el movimiento sísmico fue especialmente severo como es el caso de la zona centro de Concepción o de Viña del Mar, con pérdida del recubrimiento en la zona de falla, pandeo, corte de barras y pérdida de la integridad de la estructura, en algunos casos con evidente inclinación del edificio e incluso colapso global”.

“Las deficiencias en el diseño principalmente de muros reveladas en el terremoto llevaron a una modificación de la norma de diseño de hormigón armado, la cual se centró en detallar los requerimientos necesarios para un comportamiento adecuado de los muros”.<sup>6</sup>

## **2.6 FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

“La filosofía de diseño aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo establece, por una parte, que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran daños de ninguna especie durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente, esto es, varias veces durante el período de vida útil (50 a 70 años) del edificio. Pero por otra parte, establece que las estructuras pueden sufrir daños, e incluso tener que demolerse con posterioridad al sismo, ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en un determinado

---

<sup>6</sup> Instituto del Cemento del Hormigón de Chile, Metodología de Diseño Sísmico de Muros en Edificios, 2013.

lugar, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapsará durante la ocurrencia de este sismo severo. La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, de aplicarse adecuadamente en un determinado país, garantiza la preservación de las vidas humanas frente a cualquier circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad”.<sup>7</sup>

El diseño sismorresistente de las construcciones se lo realiza de acuerdo a códigos o normas, los cuáles son redactados por profesionales entendidos en la materia. Si bien es cierto, estos códigos o normas son específicos de cada país, los principios son semejantes, aun cuando guardan diferencias entre ellos según sean las características particulares de la práctica sismorresistente y de la construcción en cada país. Sin embargo la experiencia mundial de los últimos años ha constatado que el comportamiento de las estructuras frente a sismos de gran magnitud ha sido bastante desastroso, con una gran cantidad de edificios colapsados. Lo cual lleva a concluir que no solo es suficiente un buen código o una buena norma para asegurar que los edificios se comporten sísmicamente bien, sino que además es indispensable que la conciencia sísmica se incorpore en la práctica arquitectónica, ya que en gran medida es dicha práctica la que define el sistema estructural que tendrán los edificios. Por otra parte, es vital que se controle adecuadamente el proceso constructivo, además de controlar que el diseño sismorresistente sea ejecutado de acuerdo a las normas establecidas.

Los diseños estructurales en el Ecuador se fundamentan en el CEC 2001 (CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN), que es un código basado en el ACI (American Concrete Institute), pero adaptado a las necesidades, condiciones y características constructivas del Ecuador. En el mencionado código se establecen requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de que resista eventos de origen sísmico. Al cumplir con

---

<sup>7</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica, La Ingeniería Sismo-resistente.

dichos requisitos la intención es que se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismorresistente que cumpla con la filosofía anteriormente citada.

Los objetivos del diseño sismorresistente se consiguen una vez que la estructura:

- “Tenga la capacidad para resistir las fuerzas recomendadas por el código”.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles”.
- “Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código”.

Siguiendo la filosofía de diseño especificada, el diseñador debe definir un mecanismo dúctil, que permita tener una adecuada disipación de energía sin colapso. Por lo que la formación de rotulas plásticas (agotamiento en flexión de los elementos), debe ser en los extremos de las vigas, en la base de las columnas del primer piso y en la base de los muros de corte. Esto se consigue a través de la aplicación de los principios de “Diseño por Capacidad”, en donde los elementos estructurales se diseñan no en base a las solicitaciones de cálculo halladas a través de un modelo elaborado en un software, sino mediante una amplificación en los momentos y cortantes.

Cabe resaltar que la filosofía citada en el Código Ecuatoriano de la Construcción, es exclusivamente para estructuras que tendrán un agotamiento dúctil de sus elementos.

### **2.6.1 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD**

Dos conceptos de relevancia en el diseño sismorresistente de las edificaciones son: la resistencia lateral y la ductilidad.

“La resistencia lateral se refiere a la capacidad resistente horizontal que es capaz de desarrollar una estructura antes de colapsar”.

“La ductilidad refleja la capacidad de absorción y disipación de energía que una estructura puede ofrecer antes de colapsar.”<sup>8</sup>

La experiencia que se ha ido adquiriendo durante los sismos acontecidos, indica que para que una estructura tenga un comportamiento sísmico adecuado, el diseño se lo debe realizar de manera que se disponga de una alta resistencia lateral, si es que no ofrece un comportamiento dúctil, o de una ductilidad suficiente para la resistencia lateral con que ha sido diseñada. Lo que quiere decir es que si la estructura se diseña con mayor resistencia lateral, menor es la necesidad de ductilidad, y viceversa.

Chile optó por proveer una alta resistencia y una baja o moderada ductilidad en el diseño sismorresistente de sus edificaciones, y el resultado fue muy halagador, ya que en general los edificios se comportaron muy bien durante el terremoto ocurrido en 1985. Por el contrario, el método de proveer una alta ductilidad asociada a una baja o moderada resistencia lateral, utilizada mundialmente no parece estar dando resultados muy satisfactorios, ya que el comportamiento de los edificios ante sismos de gran magnitud no ha sido muy favorable.

---

<sup>8</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica, La Ingeniería Sismorresistente.

## **CAPÍTULO 3**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO APORTICADO**

#### **3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**

El edificio consta de 3 subsuelos y 10 plantas tipo, tiene una altura de entrepiso de 3.1m, dando una altura total de 31m medidos desde el nivel de la calle. Es de forma rectangular con dimensiones de 35.0m de largo por 16.0m de ancho para las plantas de entrepiso y de 46.0m por 27.0m para plantas de subsuelos.

La edificación se basa en una estructura de pórticos, los cuales están conformados por columnas y vigas descolgadas de hormigón armado; las losas son alivianadas con casetones removibles, y además posee muros de corte en el ducto de ascensores. Ésta configuración es común entre los edificios de nuestro medio, pero no es la más adecuada debido a que podría ocasionarse torsión en planta, particularidad que podría llevar al colapso a la estructura si no es debidamente corregida.

En éste sistema en particular el correcto dimensionamiento y la adecuada orientación de las columnas podrían ayudar a eliminar la torsión en planta presentada.

#### **3.2 ENFOQUE DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

La filosofía adoptada para el diseño sismorresistente de éste sistema establece que el edificio es calculado para resistir en el rango elástico las fuerzas obtenidas según el CEC-2001, y en el rango inelástico mediante la disipación de energía una fuerza sísmica mayor, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código.

La manera de disipar energía es mediante la formación de rotulas plásticas en elementos que no afecten la estabilidad de la estructura, como es el caso de las



vigas. Esto implica que dichos elementos deben agotarse en flexión antes de que ocurra cualquier otro tipo de falla en las propias vigas, nudos o columnas.<sup>9</sup>

Al ser las vigas los primeros elementos estructurales que se agoten en caso de ocurrir un sismo fuerte, se puede prever una afectación estructural debido a la evidente fisuración que presentará el hormigón. Lo que permitirá tomar las respectivas medidas de seguridad para salvaguardar la integridad de los ocupantes del edificio.

Para lograr que sean las vigas las que fluyan por flexión, es necesario cumplir con dos etapas<sup>9</sup>, las cuales se describen a continuación:

- Etapa I
  - ✓ Análisis Estructural
  - ✓ Revisiones Globales
    - Modos de Vibración
    - Derivas
- Etapa II
  - ✓ Diseño Estructural
  - ✓ Diseño de Conexión Viga-Columna

### 3.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES

#### 3.3.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

En base a lo establecido en el código ACI 318-11 según la ecuación (9-13), el peralte mínimo **h** para losas macizas con vigas, suponiendo un valor de  $\alpha_{fm} \geq 2$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$h \text{ mín} = \frac{L_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} > 9\text{cm} \quad (3.1)$$

Donde:

$L_n$ : luz libre en la dirección larga del panel, medida de cara a cara de las vigas.

---

<sup>9</sup> Placencia P, Curso Diseño Sismo-resistente de Edificios con Vigas Banda, 1999.

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero.

$\beta$ : relación entre luz libre larga y luz libre corta.

$\alpha_{fm}$ : promedio de  $\alpha_f$  de todos los bordes del panel.

$\alpha_f$  : relación entre Momento de Inercia de la viga y Momento de Inercia de la losa, respecto a su ejes centroidales.

Aplicando la ecuación 3.1, el peralte mínimo de losa maciza es:

$$h_{\text{mín}} = \frac{760 \cdot 0.8 + \frac{4200}{14000}}{36 + 9 \cdot 1.36} = 17.3\text{cm}$$

$$h_{\text{mín}} = 17.3 \text{ cm}$$

No obstante, para el caso en estudio se ha escogido una losa nervada de  $h=30\text{cm}$  con aliviamientos removibles de  $60 \times 60\text{cm}$ , nervios de  $10 \text{ cm}$  y un espesor mínimo de loseta en compresión de  $5 \text{ cm}$ , y se encuentra su equivalente en losa maciza mediante una igualdad de inercias, dando como resultado  $h=20\text{cm}$ . Al ser el peralte obtenido de losa maciza mayor al mínimo requerido por el código, se acepta la losa alivianada adoptada como válida para el diseño.

### 3.3.2 CARGA MUERTA

La carga muerta corresponde al peso de los elementos estructurales y no estructurales que estarán presentes durante toda la vida útil de la estructura, como son el peso propio de losas, vigas, columnas, muros entre otros. Además de los pesos adicionales generados por el cielo falso, instalaciones, paredes y acabados.

Cabe destacar que el modelo realizado en ETABS, considera automáticamente el peso propio de los elementos estructurales, pero no considera la sobrecarga presente, por esta razón, se realiza una estimación de su valor y se detalla a continuación:

**TABLA 3.1 VALORES DE SOBRECARGA APLICADA**

<b>Sobrecarga</b>	<b>Peso (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Cielo Falso	30
Instalaciones	30
Mampostería	270
Recubrimiento de piso	44
<b>TOTAL</b>	<b>374</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 3.3.3 CARGA VIVA

La carga viva se toma en función de los requisitos establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001), el cual especifica un valor de 200 kg/ m<sup>2</sup> para residencia.

Para el caso particular de parqueaderos se adopta un valor de 400kg/m<sup>2</sup>.<sup>10</sup>

### 3.4 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cálculo del corte basal de diseño V, se lo realiza de acuerdo a las especificaciones del CEC-2001, mediante las siguientes expresiones:

$$V = \frac{Z \cdot I \cdot C}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} \cdot W \quad (3.2)$$

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 \cdot S^S}{T} \leq C_m \quad (3.3)$$

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (3.4)$$

Donde:

Z= Factor de zona.

I= Factor de importancia.

C= Aceleración espectral máxima esperada.

R= Factor de reducción de respuesta estructural.

$\Phi_P, \Phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

W= Carga muerta total de la estructura.

<sup>10</sup> Placencia P, Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural, 2013

S= Factor del suelo.

T= Periodo de vibración de la estructura.

Ct= Factor dependiente del tipo de sistema estructural.

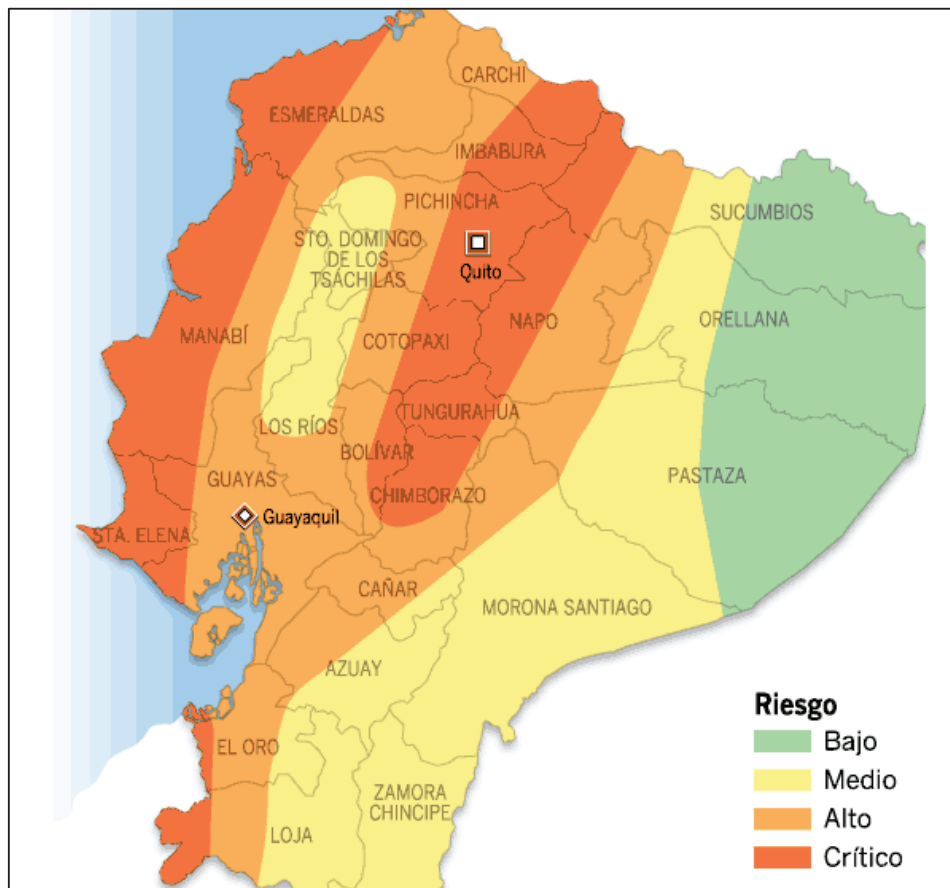
hn= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

*Consideraciones adoptadas según el CEC-2001*

- Factor de Zona

En el Código Ecuatoriano de la Construcción, se definen cuatro zonas sísmicas. Quito se encuentra en la zona IV, que es la de mayor peligro sísmico.

**FIGURA 3.1** MAPA SÍSMICO DEL ECUADOR



FUENTE: Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001

**TABLA 3.2 ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z**

<b>Zona Sísmica</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>Factor Z</b>	0.15	0.25	0.3	0.4

FUENTE: Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001

$Z=0.4$  Factor de zona sísmica en Quito.

- Factor de importancia

$I=1$  Todas las estructuras de edificación.

- Factores de configuración estructural

$\Phi_P = 1$   $\Phi_E = 0.81$  (0.9 por columna corta y 0.9 por piso blando).

- Factor de reducción de respuesta estructural

$R=10$  Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

- Factor de suelo

$S= 1.2$  Perfil de suelo tipo S2, suelos intermedios.

- Periodo

$h_n = 31$  m, altura del edificio medida desde el nivel de la calle.

$C_t = 0.08$ , para pórticos espaciales de hormigón armado.

$$T = 0.08 \cdot 31.0^{\frac{3}{4}} = 1.05 \text{ s}$$

- Aceleración espectral máxima esperada

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{1.05} \leq 3.0$$

$$C = 1.48$$

- Porcentaje del corte basal de la estructura

$$V = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 1.48}{10 \cdot 1 \cdot 0.81} \cdot W$$

$$V = 7.3\% W$$

### 3.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

Según el CEC-2001, las fuerzas laterales totales deben distribuirse en toda la altura de la estructura, de acuerdo con las expresiones que se muestran en seguida:

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad (3.5)$$

$$\text{Si, } T \leq 0.7 \rightarrow F_t = 0 \quad (3.6)$$

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \quad (3.7)$$

$F_x$ : Fuerza en el nivel  $x$  de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

$W_i$ : Es el peso asignado a cada nivel de la estructura.

$h_x$ : Altura de cada piso

$F_t$ : Fuerza concentrada en el último piso.

$n$ : Número de pisos de la estructura.

$T$ : Período utilizado para el cálculo del cortante basal total  $V$ .

A continuación, en la tabla 3.3 se muestra la distribución de la fuerza lateral por piso.

**TABLA 3.3** DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL

Nivel	hi(m)	Wi(ton)	Wi x hi	Fx	S
Nv. +27.9	27.9	642.92	17937.6	136.26	136.26
Nv. +24.8	24.8	642.92	15944.5	86.72	222.98
Nv. +21.7	21.7	642.92	13951.5	75.88	298.86
Nv. +18.6	18.6	642.92	11958.4	65.04	363.89
Nv. +15.5	15.5	642.92	9965.3	54.20	418.09
Nv. +12.4	12.4	642.92	7972.3	43.36	461.45
Nv. +9.3	9.3	642.92	5979.2	32.52	493.97
Nv. +6.2	6.2	642.92	3986.1	21.68	515.65
Nv. +3.1	3.1	642.92	1993.1	10.84	526.49
Nv. +0.0	0	1425.92	0.0	0.00	526.49
$\Sigma=$		<b>7212.24</b>	<b>89688.01</b>		

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

$$V = 7.3\% W$$

$$W = 7212.24 \text{ Ton}$$

$$V = 526.49 \text{ Ton}$$

### 3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

#### ESTRUCTURALES

Según el diseño arquitectónico del proyecto se realiza un análisis de cargas por piso, el cual sirve para efectuar un pre dimensionamiento de los elementos estructurales.

#### 3.6.1 VIGAS

En la siguiente tabla se especifica el valor de las cargas verticales utilizadas para el pre dimensionamiento de vigas.

**TABLA 3.4** VALORES DE CARGA MUERTA PARA EL PREDISEÑO DE VIGAS

Descripción	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Loseta en Compresión	120
Nervios	159
Cielo Falso	30
Instalaciones	30
Mampostería de bloque	270
Masillado (2cm)	44
Peso propio vigas	150
<b>TOTAL</b>	<b>803.20</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

El pre diseño de la viga se lo realiza en el panel más grande, de dimensiones 6m x 8m.<sup>11</sup>

Datos:

$$\text{Largo (Ln)} = 8,00 \quad \text{m}$$

$$\text{Ancho (b)} = 6,00 \quad \text{m}$$

$$W_D = 0,803 \quad \text{T/m}^2$$

$$W_L = 0,20 \quad \text{T/m}^2$$

$$W_U = 1,46 \quad \text{T/m}^2$$

$$q_u = W_u \cdot b \quad (3.8)$$

$$M^- = \frac{q_u \cdot L_n^2}{12} \quad (3.9)$$

$$M^- = 46.86 \text{ Tm}$$

$$M_v = 0.7 \times 46.86 = 32.80 \text{ Tm}$$

Se escoge una sección de **40 x 60**, y se tiene:

$$A_s \text{ req} = \frac{32.80}{55} \cdot 30 = 17,89 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{17,89}{40 \times 55} = 0,81 < 1\% \Rightarrow \text{OK}$$

### 3.6.2 COLUMNAS

Para el pre dimensionamiento de columnas se adopta el siguiente criterio<sup>12</sup>:

$$P_u < P_b \quad (3.10)$$

$$P_b \approx \frac{P_o}{3} \quad (3.11)$$

$$P_u < \frac{P_o}{3} \quad (3.12)$$

$$P_u = \frac{1}{3} \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot A_g + 0,015 \cdot A_g \cdot 4200 \quad (3.13)$$

$$A_g (\text{cm}^2) = \frac{P_u (\text{kg})}{100} \quad (3.14)$$

<sup>11</sup> Placencia P, Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural, 2013

<sup>12</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III , 2011



Se analiza una columna interior del primer piso al nivel de la calle, y se obtiene las siguientes dimensiones:

**TABLA 3.5 PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

<b>COLUMNA 2B</b>		
Pu=	494254	kg
Ag=	4942,5	cm <sup>2</sup>
b=	70	cm
h=	75	cm

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 3.7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 3.7.1 MODELACIÓN

La modelación se realiza en el software ETABS 2013 y se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- En principio el modelo se considera empotrado en su base.
- Las losas se consideran diafragmas horizontales semi-rígidos.
- Propiedades de los materiales:

Hormigón

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2;$$

Esfuerzo de compresión.

$$\gamma = 2,4 \text{ ton/m}^3;$$

Peso específico.

$$E_C [\text{kg/cm}^2] = 12000 \overline{f'_c}$$

Módulo de Elasticidad.<sup>13</sup> **(3.15)**

$$E_C = 201000 \text{ kg/cm}^2$$

Acero

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2;$$

Esfuerzo de fluencia.

$$E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2;$$

Módulo de Elasticidad

- Factores de agrietamiento

Es preciso mencionar que se debe considerar una reducción de rigidez en los elementos, ya que el programa no toma en cuenta la fisuración progresiva que en

<sup>13</sup> Placencia P, Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural, 2013

la realidad tendrá el hormigón, cuando la estructura incurse en el rango inelástico y dichos elementos se agoten en flexión.

Se adopta los siguientes valores<sup>14</sup>:

- ✓ Vigas:  $I_{agr.} = 0.5I_g$
- ✓ Columnas:  $I_{agr.} = 0.8I_g$
- ✓ Losas:  $I_{agr.} = 0.35I_g$
- ✓ Diafragmas:  $I_{agr.} = 0.60I_g$

- Las combinaciones de carga adoptadas para el diseño son las que se presentan a continuación<sup>15</sup>:

✓ Carga Vertical

$$\text{Combinación 1:} \quad 1.4D + 1.7L \quad (3.16)$$

✓ Carga Vertical y Sismo

$$\text{Combinación 2:} \quad 0.75 \ 1.4D + 1.7L + 1.87S_x \quad (3.17)$$

$$\text{Combinación 3:} \quad 0.75 \ 1.4D + 1.7L - 1.87S_x \quad (3.18)$$

$$\text{Combinación 4:} \quad 0.75 \ 1.4D + 1.7L + 1.87S_y \quad (3.19)$$

$$\text{Combinación 5:} \quad 0.75 \ 1.4D + 1.7L - 1.87S_y \quad (3.20)$$

$$\text{Combinación 6:} \quad 0.9D + 1.43S_x \quad (3.21)$$

$$\text{Combinación 7:} \quad 0.9D - 1.43S_x \quad (3.22)$$

$$\text{Combinación 8:} \quad 0.9D + 1.43S_y \quad (3.23)$$

$$\text{Combinación 9:} \quad 0.9D - 1.43S_y \quad (3.24)$$

Donde:

D: Carga Muerta referente al peso propio de la estructura y la sobrecarga.

L: Carga Viva, referente a la sobrecarga de uso definido.

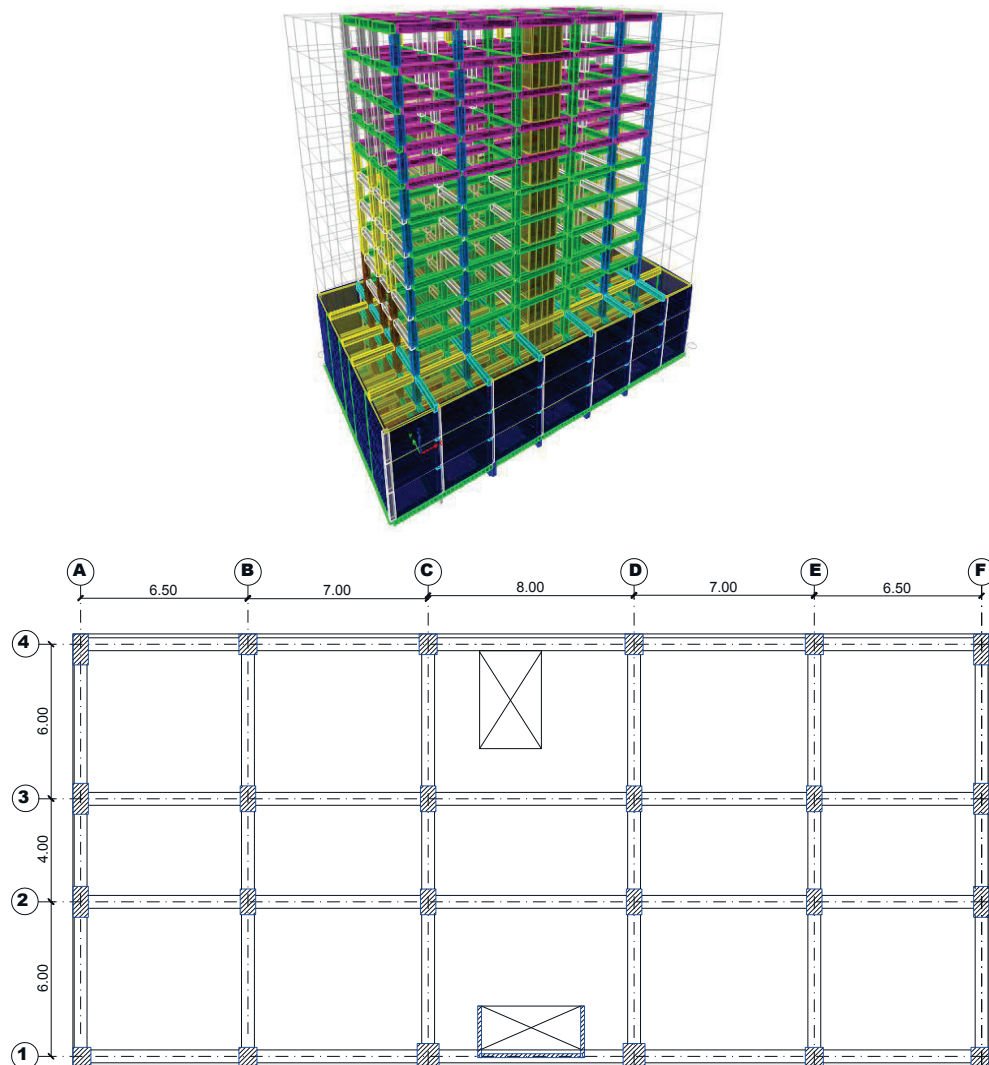
S<sub>x</sub>, S<sub>y</sub>: Carga sísmica en X e Y, respectivamente.

<sup>14</sup> Placencia P, Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural, 2013

<sup>15</sup> American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-11). U.S.A. 2011.

- Coeficientes de reducción de resistencia<sup>16</sup>
  - ✓ Flexión: 0.90
  - ✓ Corte: 0.85
  - ✓ Compresión: 0.70
  - ✓ Flexo-Compresión : 0.70 - 0.90

**FIGURA 3.2** MODELO DEL EDIFICIO APORTICADO Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

<sup>16</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III , 2011

### 3.7.2 DIMENSIONES FINALES

#### 3.7.2.1 Columnas

**TABLA 3.6 SECCIONES FINALES DE COLUMNAS**

Niveles	2F-3F-4F 2A-3A-4A	2B-2C-2D-2E 3B-3C-3D-3E	4B-4C 4D-4E	1A-1B 1E-1F	1C-1D
Nv. +31.0	60x120	70x80	80x70	70x70	85x85
Nv. +27.9					
Nv. +24.8					
Nv. +21.7					
Nv. +18.6					
Nv. +15.5					
Nv. +12.4		70x100			
Nv. +9.30					
Nv. +6.20					
Nv. +3.10					
Nv. +0.00					
Nv. -3.10					
Nv. -6.20					

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 3.7.2.2 Vigas

**TABLA 3.7 SECCIONES FINALES DE VIGAS**

Niveles	Secciones	
	Dirección X	Dirección Y
Nv. +31.0	45x65	45x70
Nv. +27.9	45x65	45x70
Nv. +24.8	45x65	45x70
Nv. +21.7	45x65	45x70
Nv. +18.6	45x65	45x70
Nv. +15.5	50x65	50x70
Nv. +12.4	50x65	50x70
Nv. +9.30	50x65	50x70
Nv. +6.20	50x65	50x70
Nv. +3.10	50x65	50x70
Nv. +0.00	40x60	40x65
Nv. -3.10	40x60	40x65
Nv. -6.20	40x60	40x65

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 3.7.3 REVISIONES GLOBALES

Como antecedente al diseño estructural de los elementos que forman parte del edificio, es necesario revisar el comportamiento global de la estructura, por lo que es preciso verificar que tanto modos de vibración como derivas cumplan con lo especificado en la normativa.

#### 3.7.3.1 Modos de vibración

Se debe chequear que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales, ya que de esta manera se garantizará un comportamiento a flexión de los pórticos. En caso de tener como primer o segundo modo de vibración la torsión, es necesario cambiar la configuración estructural del edificio, tratando de equilibrar las rigideces laterales en cada sentido, pues de esta manera se podrá evitar que las columnas queden imposibilitadas de incursionar en el rango inelástico<sup>17</sup>.

**TABLA 3.8 MODOS DE VIBRACIÓN**

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.17	0.00	<b>53.50</b>	0.00
2	1.12	<b>40.66</b>	0.00	6.92
3	0.87	9.75	0.00	<b>29.49</b>
4	0.36	0.00	13.91	0.00
5	0.35	6.38	0.02	1.65
6	0.26	4.32	0.00	4.35
7	0.20	0.00	13.23	0.00
8	0.19	2.94	0.01	1.08
9	0.14	0.01	9.64	0.00
10	0.14	6.13	0.01	1.09
11	0.12	1.81	0.00	1.78
12	0.10	0.03	2.85	0.00

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se observa en la tabla 3.8, los dos modos predominantes son de traslación con **40.66** en la dirección X y **53.50** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **29.49**.

<sup>17</sup> Placencia P, Curso Diseño Sismo-resistente de Edificios con Vigas Banda, 1999.

### 3.7.3.2 Derivas de Piso

Son desplazamientos laterales relativos de un piso con respecto al piso consecutivo, producidos por la acción de fuerzas horizontales en cada dirección de la estructura. Su revisión es primordial debido a que, de producirse grandes desplazamientos horizontales, se pone en peligro la seguridad de la edificación en su totalidad por el daño que pueden ocasionar en elementos estructurales y no estructurales.

Con la finalidad de prevenir daños excesivos, el Código Ecuatoriano de la Construcción establece que la deriva máxima para el hormigón armado sea:

$$\Delta_M = R \cdot \Delta_E = 0.02 \quad (3.25)$$

Dónde:

$\Delta_M$  = Deriva inelástica máxima de piso.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

$\Delta_E$  = Deriva estática.

Para el control de derivas, es necesario en la modelación utilizar la inercia agrietada de las vigas, columnas, diafragmas y losas.

Además, al ser el suelo un elemento deformable no es real modelar la estructura con un empotramiento perfecto en la base. Por lo que, se optó modelar la cimentación con resortes ya que estos van a simular el comportamiento del suelo.

En la tabla 3.9, se muestra el valor de las derivas máximas por piso, las cuales están dentro de los límites permisibles por el código. Los valores están multiplicados por el factor R.

**TABLA 3.9** DERIVAS MÁXIMAS DE PISO

<b>Niveles</b>	<b>DERIVA-X</b>	<b>DERIVA-Y</b>
<i>Nv. +31.0</i>	0.008	0.009
<i>Nv. +27.9</i>	0.011	0.012
<i>Nv. +24.8</i>	0.013	0.014
<i>Nv. +21.7</i>	0.015	0.017
<i>Nv. +18.6</i>	0.017	0.019
<i>Nv. +15.5</i>	0.018	0.020
<i>Nv. +12.4</i>	0.019	0.020
<i>Nv. +9.30</i>	0.019	0.021
<i>Nv. +6.20</i>	0.019	0.020
<i>Nv. +3.10</i>	0.015	0.017
<i>Nv. +0.00</i>	0.003	0.006
<i>Nv. -3.10</i>	0.001	0.003
<i>Nv. -6.20</i>	0.001	0.002

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### **3.8 DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **3.8.1 VIGAS**

El diseño a flexión y corte de estos elementos, se realiza en base a los requerimientos establecidos por el código ACI 318-11.

##### **3.8.1.1 Diseño a Flexión**

Para el diseño a flexión de las vigas, se realizan combinaciones de carga en base a las solicitaciones por carga vertical y carga sísmica, y en función de dichas combinaciones se determina una envolvente, la cual representa los valores máximos y mínimos de esfuerzos a los que se encuentran sometidos estos elementos estructurales.

En base a la envolvente obtenida, se calcula el acero requerido para cubrir los momentos actuantes, y éste debe ser menor al máximo y mayor al mínimo establecidos por el código, ya que mientras más acero posea la viga, más difícil será tener un comportamiento dúctil del elemento, y por el contrario, si el armado es menor al mínimo requerido se puede tener una falla por tracción del hormigón.

Consideraciones adoptadas en el diseño a flexión de las vigas:

- Acero mínimo:

$$A_{S_{\min}} = \frac{14}{f_y} \times b_w \times d \quad (3.26)$$

- Acero máximo:

$$A_{S_{\max}} = 0.5 \times \rho_b \times b_w \times d \quad (3.27)$$

Donde:

$\rho_b$ : Cuantía balanceada.

$b_w$ : Ancho de la sección de la viga.

$d$ : Peralte efectivo de la sección de la viga.

$f_y$ : Esfuerzo a fluencia del acero.

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un medio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

### 3.8.1.2 Diseño a Corte

Debido a que las vigas deben agotarse en flexión y tener un comportamiento dúctil, el diseño se lo hace en base a la capacidad real a flexión de la viga, tomando en cuenta el endurecimiento del acero; y no en función de su sollicitación por corte<sup>18</sup>.

Es así que, la fuerza cortante de diseño  $V_e$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u \cdot l_n}{2} \quad (3.28)$$

El primer término de la ecuación 3.28, se calcula en función de los momentos probables, los cuales están basados en una resistencia a tracción del acero de  $1.4f_y$ <sup>19</sup>, siendo  $f_y$  el esfuerzo de fluencia especificado.

<sup>18</sup> Placencia P, Curso Diseño Sismo-resistente de Edificios con Vigas Banda, 1999.

<sup>19</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III , 2011.



Para el cálculo de dichos momentos se presenta la siguiente ecuación:

$$M_{pr} = 1,4 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}} \cdot d - \frac{1,4 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}}}{1,7 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.29)$$

El segundo término de la ecuación 3.28, se refiere al cortante isostático producido por las cargas verticales últimas.

Expresiones utilizadas para el diseño a corte:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.30)$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (3.31)$$

$$V_e = V_{sismo} + V_u \quad (3.32)$$

$$\text{Si, } V_u < V_{sismo} \rightarrow V_c = 0$$

$$V_u > V_{sismo} \rightarrow V_c = 0,53 \cdot \overline{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s = \frac{V_e - \phi V_c}{\phi} \quad (3.33)$$

$$V_s < 4V_c \quad (3.34)$$

Donde:

$V_e$ : Corte de diseño.

$\phi V_n$ : Resistencia nominal a corte.

$V_{sismo}$ : Corte calculado en función de los momentos probables.

$V_u$ : Corte último por carga vertical.

$\phi V_c$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$\phi V_s$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero.

- Refuerzo transversal

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

Límites de espaciamiento entre estribos:

$$s = \min \frac{d}{4}, 6\phi_{viga}, 15 \text{ cm} \quad (3.35)$$

El refuerzo transversal, se obtiene en base a la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (3.36)$$

El acero de refuerzo transversal mínimo es:

$$A_{v, \min} \geq 3,5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \quad (3.37)$$

### 3.8.1.3 Ejemplo de diseño de una viga

Se presenta a continuación el cálculo y diseño de la viga del Pórtico 2, Piso 5 Nv.+6.20.

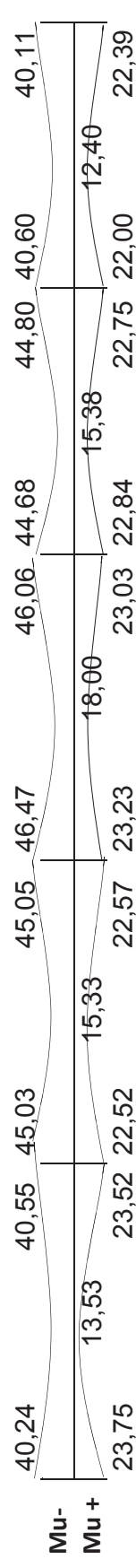
DATOS			
	<b>f<sub>y</sub></b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>f'c</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>Ø</b>	0,9	Flexión
<b>Sección</b>	<b>b</b>	50	cm
	<b>h</b>	65	cm
	<b>d</b>	60	cm
	<b>β<sub>1</sub></b>	0,85	
	<b>ρ<sub>b</sub></b>	0,0289	
	<b>ρ<sub>máx</sub></b>	0,0145	
	<b>ρ<sub>mín</sub></b>	0,0033	
<b>Refuerzo</b>	<b>As máx.</b>	43,35	cm <sup>2</sup>
	<b>As mín.</b>	10,00	cm <sup>2</sup>

• **Diseño a Flexión**

Solicitaciones por Carga Muerta, Viva y Sismo [Ton.m]

	(A)	6.5m	(B)	7.0 m	(C)	8.0 m	(D)	7.0 m	(E)	6.5m	(F)
M [D]	8,25	8,50	10,25	10,20	12,83	12,56	10,06	10,15	8,52	8,09	
	6,60		7,52		8,85		7,55			6,02	
M [L]	1,89	1,95	2,35	2,40	3,00	2,90	2,34	2,36	1,95	1,85	
	1,55		1,82		2,10		1,82			1,55	
M [E]	21,80	20,80	22,20	22,30	20,65	20,80	22,30	22,20	20,75	20,80	

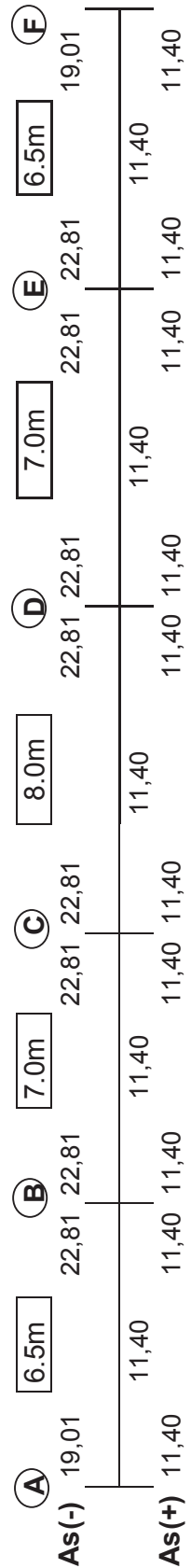
Envolvente de Momento [Ton.m]





• **Diseño a Corte**

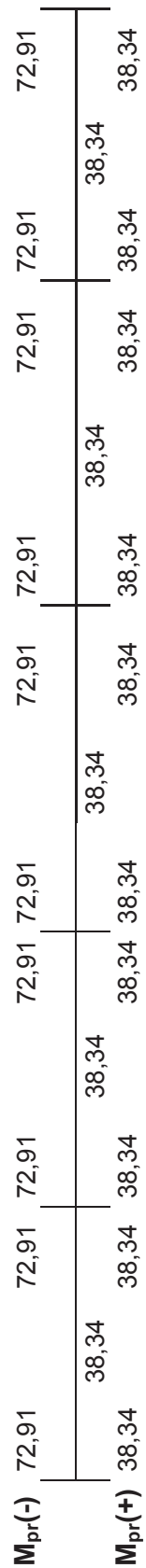
Acero longitudinal colocado [cm<sup>2</sup>]



**As(-)** 11,40 22,81 22,81 22,81 22,81 19,01

**As(+)** 11,40 11,40 11,40 11,40 11,40 11,40

Momento Probable [T.m]



**M<sub>pr</sub>(-)** 72,91 72,91 72,91 72,91 72,91 72,91

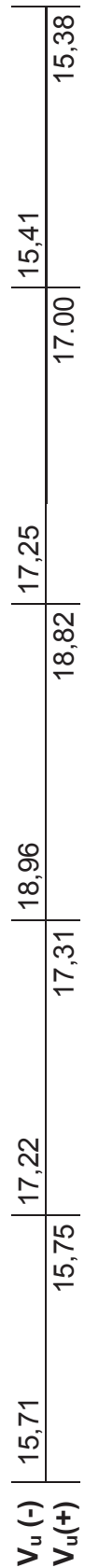
**M<sub>pr</sub>(+)** 38,34 38,34 38,34 38,34 38,34 38,34

Corte en función del Momento Probable ( $V_{sismo}$ ) [Ton]



**V<sub>sismo</sub>** 18,70 17,18 14,74 17,18 18,70

Corte Último por Carga Vertical ( $V_u$ ) [Ton]



**V<sub>u</sub>(-)** 15,71 17,22 18,96 17,25 15,41

**V<sub>u</sub>(+)** 15,75 17,31 18,82 17,00 15,38

Cálculo del corte de Diseño  $V_e$  y  $V_s$  [Ton]

$V_{sismo}$	18,7	18,7	17,2		17,2	14,7	17,2	17,2	18,7	18,7		18,7
$V_{vertical}$	15,7	15,8	17,2		17,3	18,9	18,8	17,3	17,0	15,4		15,4
$V_e$	34,4	34,5	34,4		34,5	33,7	33,6	34,4	34,2	32,2		32,2
$V_c$	0,00	0,00	0,00		0,00	26,6	26,6	0,00	0,00	0,00		0,00
$V_s$	40,5	40,5	40,5		40,6	13,0	12,9	40,5	40,2	40,13		40,1
$V_s < 4V_c$	ok	ok	ok		ok	ok	ok	ok	ok	ok		ok

## Estribos

$$s \text{ (código)} = 13,2 \text{ cm}$$

s asignado(cm)	10	20	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$A_v \text{ min=}$		0,42					0,42				0,42	0,42
$A_v =$		1,61					0,52				1,61	1,61
$A_v > A_{v \text{ min}}$		OK					OK				OK	OK

$\Phi =$	10	mm										
#ramas		<b>3</b>					<b>2</b>				<b>3</b>	<b>3</b>
$l_0[m] = \text{máx}(2h, L_n/4)$	1.5	3.0	1.5	1.6	1.6	1.95	3.7	1.95	1.6	1.6	1.5	1.5

## 3.8.2 COLUMNAS

### 3.8.2.1 Diseño a Flexo-Compresión

El diseño a flexo-compresión se lo realiza mediante el uso de los diagramas de interacción. “El diagrama de interacción corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales, y representa el conjunto de valores de acciones interiores máximas que el elemento es capaz de soportar”.<sup>20</sup>

Para el diseño a flexo-compresión, se procede a determinar el acero longitudinal de la columna, que por requerimiento del código no puede ser menor que el 1% ni mayor al 6% de la sección.

### 3.8.2.2 Diseño del Refuerzo Transversal

El diseño del refuerzo transversal se lo hace de tal manera que la columna sea capaz de resistir el corte actuante que es constante en toda la altura. Dicho cortante es obtenido en base a la capacidad máxima a flexión del elemento, es decir en base al momento balanceado.<sup>21</sup>

Adicionalmente, para que la columna pueda tener un comportamiento a flexión es conveniente proporcionar un confinamiento apropiado.

Consideraciones adoptadas según el ACI 318-11:

- Refuerzo transversal

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 15cm libres de una barra apoyada lateralmente.

- Límites de espaciamiento entre estribos

$$s = \min \left\{ \frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \phi_c; 10\text{cm} \right\} \text{ en lo} \quad (3.38)$$

$$lo = \text{máx} \left\{ h; b; \frac{l_c}{6}; 45\text{cm} \right\} \quad (3.39)$$

<sup>20</sup> Panuigua A, Diagramas de interacción para porcentajes altos de acero en columnas a flexo compresión Tesis de Licenciatura Puebla Pue, 1981.

<sup>21</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III, 2011.

- Confinamiento

Para el área del refuerzo transversal se considera el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$Ash_1 = 0.3 \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.40)$$

$$Ash_2 = 0.09 \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y} \quad (3.41)$$

Donde:

$Ash$  (cm<sup>2</sup>) = Área del refuerzo transversal para confinamiento.

$s$  (cm) = espaciamiento del refuerzo transversal.

$h''$ (cm)= distancia medida entre los centros de las varillas exteriores (más alejadas) del refuerzo transversal.

$A_g$  (cm<sup>2</sup>) = área bruta de la sección de hormigón.

$A_c$  (cm<sup>2</sup>) = área de la sección de concreto que resiste cortante.

- Corte

$$V_{u_{DISEÑO}} \leq \Phi V_n = \phi V_c + \Phi V_s \quad (3.42)$$

$$V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \overline{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.43)$$

$$V_s = \frac{V_u - \Phi V_c}{\phi} ; \phi = 0.85 \quad (3.44)$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (3.45)$$

### 3.8.2.3 Ejemplo de diseño de una columna

Se presenta a continuación los momentos y axiales debidos a carga muerta, carga viva,  $S_x$  y  $S_y$ , además de las combinaciones de carga y esfuerzos máximos y mínimos para la columna 2A, la cual tiene las siguientes dimensiones:  $b=60$ cm y  $h=120$ cm.



• **Diseño a Flexo- Compresión**

	<i>Mxx(Ton.m)</i>		<i>Myy(Ton.m)</i>		<i>Carga Axial</i>
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza	P(ton)
<i>Muerta(D)</i>	3,39	-0,55	-7,21	4,33	-237,0
<i>Viva(L)</i>	1,70	-0,12	-1,94	1,1	-36,5
<i>Sismo x (Sx)</i>	16,0	3,0	27,05	-1,45	65,0
<i>Sismo y (Sy)</i>	95,5	-1,25	0,60	0,22	62,0

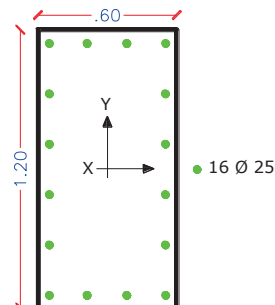
$$\sigma_{m\acute{a}x,min} = \frac{P_u}{A} \pm 6 \cdot \frac{M_{xx}}{bh^2} + 6 \cdot \frac{M_{yy}}{hb^2} \quad (3.46)$$

Comb. de Carga	<i>Mxx (Ton m)</i>		<i>Myy (Ton m)</i>		<i>P (Ton)</i>	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (ton/m <sup>2</sup> )		$\sigma_{min}$ (ton/m <sup>2</sup> )	
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza		Pie	Cabeza	Pie	Cabeza
1	7,64	-0,97	-13,39	7,82	-393,85	746.07	614.86	347.96	479.17
2	28,17	3,48	27,89	3,83	-204,23	868.56	358.55	-301.27	208.74
3	-16,71	-4,94	-47,98	7,90	-386,55	1102.21	660.32	-28.46	413.43
4	139,67	-2,48	-9,203	6,18	-208,43	2293.20	366.87	-1714.22	212.11
<b>5</b>	<b>-128,21</b>	<b>1,02</b>	<b>-10,89</b>	<b>5,56</b>	<b>-382,34</b>	<b>2387.34</b>	583.83	-1325.28	478.23
6	25,93	3,80	32,19	1,80	-120,35	750.86	232.34	-416.56	101.97
7	-19,83	-4,79	-45,17	5,94	-306,25	1014.43	533.08	-163.74	317.61
<b>8</b>	<b>139,62</b>	<b>-2,28</b>	<b>-5,63</b>	<b>4,18</b>	<b>-124,64</b>	2151.33	233.87	<b>-1805.10</b>	112.35
9	-133,51	1,29	-7,35	3,56	-301,96	2324.77	462.03	-1485.99	376.75

A continuación se presentan las solicitaciones de la columna:

	<b>Pu(Ton)</b>	<b>Muxx (Ton m)</b>	<b>Muyy (Ton m)</b>
Máximo	-382,34	-128,21	-10,89
Mínimo	-124,64	139,62	-5,63

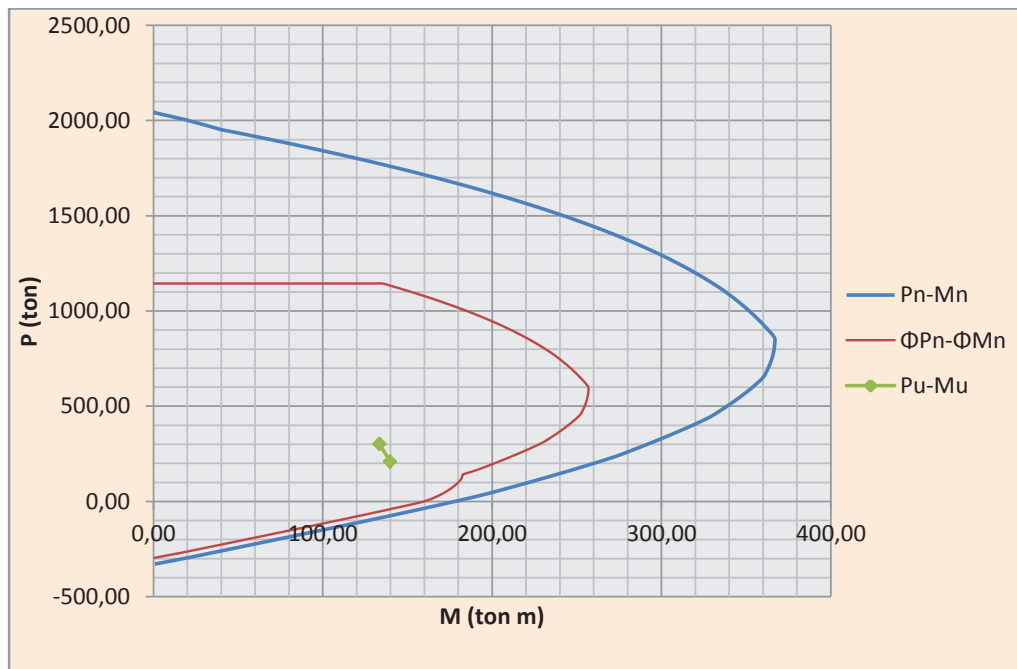
**FIGURA 3.3** REFUERZO LONGITUDINAL DE LA COLUMNA 60X120



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

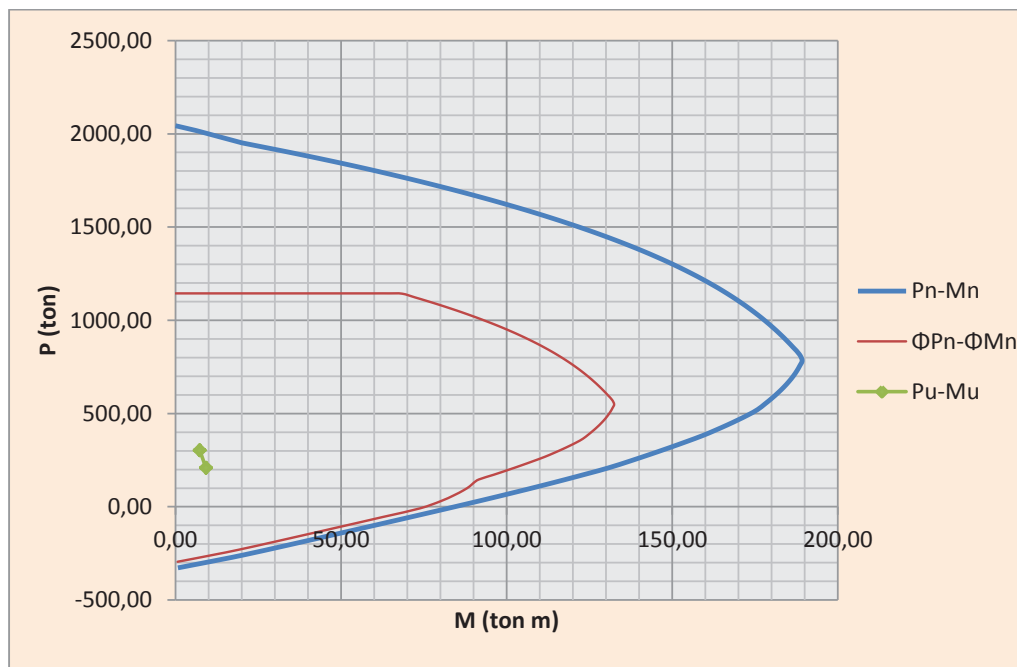
Diagramas de interacción

**GRÁFICO 3.1** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y.



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**GRÁFICO 3.2** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X.



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Al estar la sollicitación (Pu-Mu) dentro de la curva de capacidad  $\Phi P_n - \Phi M_n$ , se concluye que la sección y armadura planteada para ésta columna es la adecuada. Cabe señalar que no sólo es suficiente que la sollicitación sea menor que la capacidad, sino que además dicha sollicitación debe estar bajo el punto balanceado, pues de esta manera se asegura que se tendrá un comportamiento dúctil por la fluencia del acero de las columnas.

- **Diseño del Refuerzo Transversal**

### COLUMNA 2A

b=	60	cm
h=	120	cm
$f_y$ =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f'_c$ =	280	kg/cm <sup>2</sup>
h=	3,10	m
$\Phi$ =	0,85	corte
ho=	2,4	m
recub.=	3,0	cm

### REFUERZO LONGITUDINAL

	$\Phi$ =	25	mm			
	#varillas=	16				
Requerido	$A_{smin}$ =	0,0072	m <sup>2</sup>	→	1%	Ag
Asignado	$A_s$ =	0,0079	m <sup>2</sup>	→	1,10%	Ag

### REFUERZO TRANSVERSAL - RAMAS LARGAS

$M_{bxx}$ =	366,95	Ton.m
-------------	--------	-------

### CONFINAMIENTO

$\Phi_e$ =	12	mm
h"=	52,8	cm
$A_c$ =	6156	cm <sup>2</sup>
$A_g$ =	7200	cm <sup>2</sup>
s=	10	cm
$A_{sh1}$ =	1,79	cm <sup>2</sup>
$A_{sh2}$ =	3,17	cm <sup>2</sup>

**CORTE**

d=	114,6	cm	
Vu=	229,34	Ton	
Vc=	60,95	Ton	
Vs=	208,86	Ton	<b>Vs&lt;4Vc→OK</b>
Av=	4,34	cm <sup>2</sup>	

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS**

lo=	120	cm
-----	-----	----

	Ash, Av (cm <sup>2</sup> )			Φ(mm)	s(cm)	Long.(cm)
Cabeza	4,34	# ramas	4	12	10	120
		As asignado	4,52	ok		
Medio	4,34	# ramas	4	12	10	0
		As asignado	4,52	ok		
Pie	4,34	# ramas	4	12	10	120
		As asignado	4,52	ok		

**REFUERZO TRANSVERSAL- RAMAS CORTAS**

Mbyy=	189,48	Ton.m
-------	--------	-------

**CONFINAMIENTO**

Φe=	12	mm
h"=	112,8	cm
Ac=	6156	cm <sup>2</sup>
Ag=	7200	cm <sup>2</sup>
s=	10	cm

Ash1=	3,83	cm <sup>2</sup>
Ash2=	6,77	cm <sup>2</sup>

**CORTE**

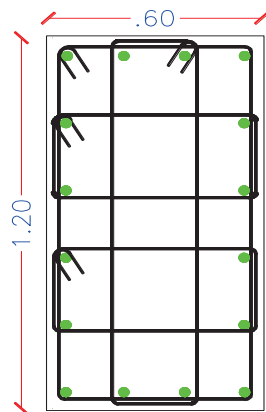
d=	54,55	cm	
Vu=	118,42	Ton	
Vc=	58,05	Ton	
Vs=	81,27	Ton	<b>Vs&lt;4Vc →OK</b>
Av=	3,55	cm <sup>2</sup>	

<b>DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS</b>
---------------------------------

lo=	120	cm
-----	-----	----

	Ash, Av (cm <sup>2</sup> )		Φ(mm)	s(cm)	Long. cm)	
Cabeza	6,77	# ramas	6	12	10	120
		As asignado	6,79	ok		
Medio	3,55	# ramas	4	12	10	0
		As asignado	4,52	ok		
Pie	6,77	# ramas	6	12	10	120
		As asignado	6,79	ok		

**FIGURA 3.4** REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA 60X120



**As. Longitudinal:** 16Ø25  
**As. Transversal:** 4estribosØ12 @10cm

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 3.8.3 CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

Siguiendo la filosofía de diseño sismorresistente adoptada para éste sistema estructural, el chequeo de la Conexión Viga-Columna es primordial para garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas, por lo que, el diseño de ésta conexión debe realizarse buscando que el nudo no se rompa al tratar de fluir la viga y que la columna sea más fuerte que la viga en flexión.

Dicho esto, se debe verificar dos condiciones indispensables para asegurar un mecanismo estable que pueda disipar energía.

- Nudo Fuerte-Viga Débil
- Columna Fuerte-Viga Débil

Esta revisión se debe realizar en todos los nudos exteriores, interiores y esquineros, de acuerdo a las disposiciones dispuestas en el ACI 318-11.

### 3.8.3.1 Nudo Fuerte - Viga Débil

- Corte

El corte resistente ( $\phi V_n$ ), debe ser mayor que el corte actuante ( $V_j$ ), en el nudo.

- Confinamiento

Se considera que una viga proporciona confinamiento al nudo si cubre al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo.

$A_{sh} = \text{máx} (A_{sh1}, A_{sh2})$ ;  $A_{sh1}$  y  $A_{sh2}$  son calculados con las ecuaciones 3.39 y 3.40, respectivamente.

Límites de espaciamiento en el nudo:

$$s = \min \left\{ \frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6 \cdot \phi_c; 10\text{cm} \right\} \quad (3.47)$$

- Deterioro de Adherencia

$$h_{col} \geq 20 \cdot \phi_{viga} \quad (3.48)$$

$$h_{viga} \geq 20 \cdot \phi_{col} \quad (3.49)$$

- Anclaje

La longitud de desarrollo requerida debe ser menor que la longitud de desarrollo disponible.

$$l_{dh_{req}} = \frac{\phi_v \cdot f_y}{17,2 \cdot f_{rc}} \quad (3.50)$$

### 3.8.3.2 Columna Fuerte - Viga Débil

Con este chequeo se garantiza que efectivamente la capacidad a flexión de las columnas sea mayor que la capacidad a flexión de las vigas.

Es necesario cumplir con la siguiente expresión<sup>22</sup>:

$$Mn_{col} \geq 1,4 Mn_{viga} \quad (3.51)$$

Donde:

$\sum Mn_{col}$ : Sumatoria de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

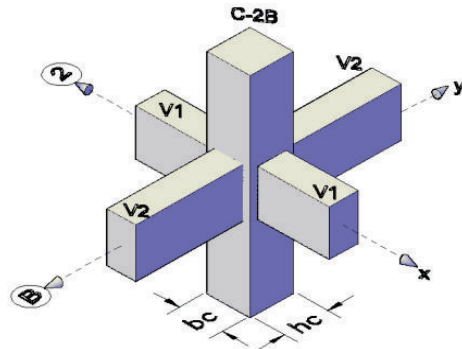
$\sum Mn_{viga}$ : Sumatoria de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en las caras del nudo.

### 3.8.2.3 Ejemplo del diseño de una Conexión Viga – Columna

Se realiza a continuación el cálculo y diseño de la conexión interior 2B, Piso 5 Nv.+6.20.

#### • Nudo Fuerte - Viga Débil

Datos :		
$f_c =$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Datos Columna:		
$d' =$	6	cm
$b_c =$	70	cm
$h_c =$	100	cm
$\Phi_{varilla} =$	25	mm
$H =$	3,1	m
# varillas =	16	
recub. =	3	cm



Datos Viga V1 (Eje2):			
$b_v(\text{cm}) =$	50		
$h_v(\text{cm}) =$	65		
As sup. =	6 $\Phi$ 22	→	22,81 cm <sup>2</sup>
As inf. =	3 $\Phi$ 22	→	11,40 cm <sup>2</sup>

Datos Viga V2 (Eje B):			
$b_v(\text{cm}) =$	50		
$h_v(\text{cm}) =$	70		
As sup. =	7 $\Phi$ 22	→	26,61 cm <sup>2</sup>
As inf. =	6 $\Phi$ 22	→	22,81 cm <sup>2</sup>

Revisión por Corte

Dirección paralela a la Viga V1 (Eje 2)

Corte Actuante									
$\alpha = 1,4$									
bv	hv	dv	T1	T2	M1	M2	Vcol	Vj	bj
(cm)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)	(Ton.m)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton)	(cm)
50	65	59	134.11	67.06	71.57	37.67	35.24	<b>165.93</b>	75

<sup>22</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III, 2011

Corte Resistente				
H(m)	3,1			
bc	hc	$\gamma$	$\Phi V_n$ (Ton)	Análisis $\emptyset V_n \geq V_j$
(cm)	(cm)			
70	100	4	<b>298,69</b>	<b>Ok</b>

Dirección paralela a la Viga V2 (Eje B)

Corte Actuante									
$\alpha = 1,4$									
bv	hv	dv	T1	T2	M1	M2	Vcol	Vj	bj
(cm)	(cm)	(cm)	(Ton)	(Ton)	(Ton.m)	(Ton.m)	(Ton)	(Ton)	(cm)
50	70	64	156.46	134.11	89.85	78.27	54.23	<b>236.34</b>	60

Corte Resistente				
H(m)	3,1			
bc	hc	$\gamma$	$\Phi V_n$ (Ton)	Análisis $\emptyset V_n \geq V_j$
(cm)	(cm)			
70	100	4	<b>341,36</b>	<b>Ok</b>

Revisión por Confinamiento

Ramas Largas:		
$\Phi_e =$	12	mm
$h'' =$	62,8	cm
$A_c =$	6016	cm <sup>2</sup>
$A_g =$	7000	cm <sup>2</sup>
$s =$	10	cm

Ash1=	2,05	cm <sup>2</sup>
Ash2=	3,77	cm <sup>2</sup>

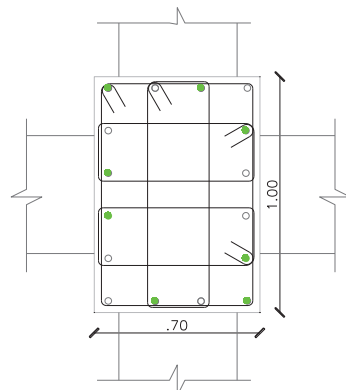
→ 4 ramas  $\Phi 12 @ 10$  cm

Ramas Cortas:		
$\Phi_e =$	12	mm
$h'' =$	92,8	cm
$A_c =$	6016	cm <sup>2</sup>
$A_g =$	7000	cm <sup>2</sup>
$s =$	10	cm

Ash1=	3,04	cm <sup>2</sup>
Ash2=	5,57	cm <sup>2</sup>

→ 5 ramas  $\Phi 12 @ 10$  cm

FIGURA 3.5 CONFINAMIENTO EN EL NUDO 2B



**As. Transversal:**  
4 estribos  $\emptyset 12 @ 10$  cm

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



## Revisión por Deterioro de Adherencia

Dirección paralela a V1

$$b_{col} \geq 20 \cdot \phi_{viga}$$

$$70 > 44 \rightarrow \mathbf{ok}$$

$$h_{viga} \geq 20 \cdot \phi_{col}$$

$$65 > 50 \rightarrow \mathbf{ok}$$

Dirección paralela a V2

$$h_{col} \geq 20 \cdot \phi_{viga}$$

$$100 > 44 \rightarrow \mathbf{ok}$$

$$h_{viga} \geq 20 \cdot \phi_{col}$$

$$70 > 50 \rightarrow \mathbf{ok}$$

- **Columna Fuerte - Viga Débil**

Dirección Paralela a V1

<b>Momento nominal en vigas</b>	
Mn1 (Ton.m) =	56.2
Mn2 (Ton.m) =	29.6
$\Sigma$ Mnviga (Ton.m) =	85.83
1.4 $\Sigma$ Mnviga (Ton.m) =	120.17

<b>Momento nominal en columnas</b>			
Columna abajo		Columna arriba	
Pcarga muerta (Pcm) =	232,85	Pcm(Ton) =	210,0
Psismo (Ps) =	44,40	Ps (Ton) =	37,21
Pn (Ton) = Pcm- Ps =	188,45	Pn (Ton) =	173,0
<b>Mncol (Ton.m) =</b>	<b>122</b>	<b>Mncol (Ton.m)=</b>	<b>120</b>

$$\Sigma \text{ Mncol} = 242 \text{ Ton.m}$$

Por lo tanto, se cumple:  $242 > 120.17 \rightarrow \mathbf{OK}$

Dirección Paralela a V2

<b>Momento nominal en vigas</b>	
Mn1 (Ton.m) =	70.60
Mn2 (Ton.m) =	61.50
$\Sigma$ Mnviga (Ton.m) =	132,10
1.4 $\Sigma$ Mnviga (Ton.m) =	184.94

<b>Momento nominal en columnas</b>			
Columna abajo		Columna arriba	
Pcm(Ton) =	232,85	Pcm(Ton) =	210,0
Ps (Ton) =	72,0	Ps (Ton) =	62,0
Pn (Ton) =	161,0	Pn (Ton) =	148,0
Mncol (Ton.m) =	230	Mncol (Ton.m)=	235

$$\Sigma \text{ Mncol} = 465 \text{ Ton.m}$$

Por lo tanto, se cumple:  $465 > 184.94 \rightarrow \mathbf{OK}$

### 3.8.4 LOSAS

Para el diseño de losas se utiliza el método del nervio continuo, debido a que al tratarse de una losa bidireccional y rectangular apoyada sobre vigas de hormigón y con una relación de  $h_{\text{viga}} > 3h_{\text{losa}}$ <sup>23</sup>, el método planteado se convierte en el más apropiado por su fácil y rápido análisis.

Éste método utiliza tablas de coeficientes para la repartición de la carga uniformemente distribuida sobre la losa, y una vez hallados los coeficientes se calcula el valor de la carga que será aplicada en cada nervio (Tabla 12.6).<sup>24</sup>

Consideraciones adoptadas según el ACI 318-11

- Nervadura

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100mm; y debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

- Espaciamiento entre nervios

El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750mm.

- Loseta

El espesor no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50cm.

- Flexión

El acero mínimo y máximo se calcula con las ecuaciones 3.25 y 3.26, respectivamente.

El acero mínimo para secciones T, cuando el ala está tracción es:

$$A_{S_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot 2 \cdot b_w \cdot d \quad (3.52)$$

Cuando se trata de una losa de cubierta es necesario colocar un refuerzo adicional por retracción y temperatura, el mismo que debe tener una cuantía no menor a 0.0018.

<sup>23</sup> Placencia P, Curso Diseño Sismo-resistente de Edificios con Vigas Banda, 1999.

<sup>24</sup> Nilson A, Diseño de Estructuras de Concreto, 2001.

- Corte

Se permite incrementar  $V_n$  mediante el uso de refuerzo de cortante o aumentando el ancho de las nervaduras en los extremos.

### 3.8.4.1 Ejemplo del diseño de una losa tipo de entrepiso

A continuación se analiza como ejemplo explicativo el N1 (Nervio 1) en dirección X, de una losa tipo de entrepiso.

**TABLA 3.10** COEFICIENTES DE REPARTICIÓN DE CARGA

		Nervio4	Nervio5	Nervio6	Nervio7	Nervio8	
		A	B	C	D	E	F
		6,5	7	8	7	6,5	
Nervio3	4	Caso 2-4	Caso 2-8	Caso 2-8	Caso 2-8	Caso 2-4	
	6	wa= 0,575 wb= 0,425	wa 0,545 wb 0,455	wa= 0,685 wb= 0,315	wa= 0,545 wb= 0,455	wa= 0,575 wb= 0,425	
Nervio2	3	Caso 2-9	Caso 2	Caso 2	Caso 2	Caso 2-9	
	4	wa= 0,90 wb= 0,10	wa= 0,905 wb= 0,095	wa= 0,940 wb= 0,060	wa= 0,905 wb= 0,095	wa= 0,90 wb= 0,10	
Nervio1	2	Caso 2-4	Caso 2-8	Caso 2-8	Caso 2-8	Caso 2-4	
	6	wa= 0,575 wb= 0,425	wa= 0,545 wb= 0,455	wa= 0,685 wb= 0,315	wa= 0,545 wb= 0,455	wa= 0,575 wb= 0,425	
	1						

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### Datos:

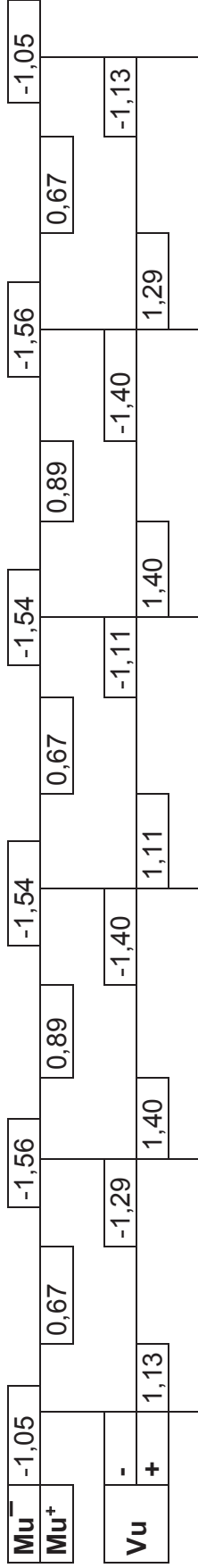
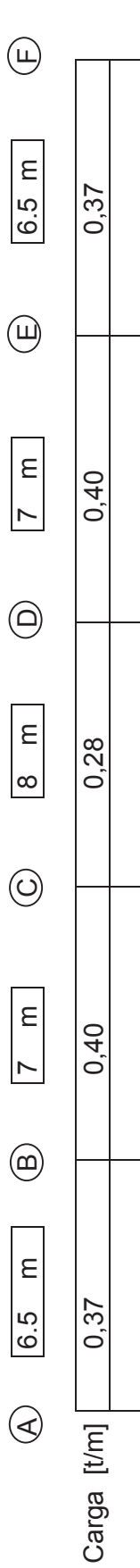
Carga muerta=	0,653	t/m <sup>2</sup>
Carga viva=	0,2	t/m <sup>2</sup>
Wu=	1,254	t/m <sup>2</sup>

fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f'c =	280	kg/cm <sup>2</sup>
Ø =	0,9	flexión
bw =	10	cm
b =	70	cm
h=	30	cm
hloseta=	5	cm
recubr. =	4	cm
d =	26	cm
Alivianamientos 60x10x60		

β1=	0,85	
pb =	0,0289	
ρmáx =	0,0145	
ρmin=	0,0033	
As <sup>-</sup> máx=	3,76	cm <sup>2</sup>
As <sup>-</sup> min=	1,94	cm <sup>2</sup>
As <sup>+</sup> máx=	26,30	cm <sup>2</sup>
As <sup>+</sup> min=	0,87	cm <sup>2</sup>

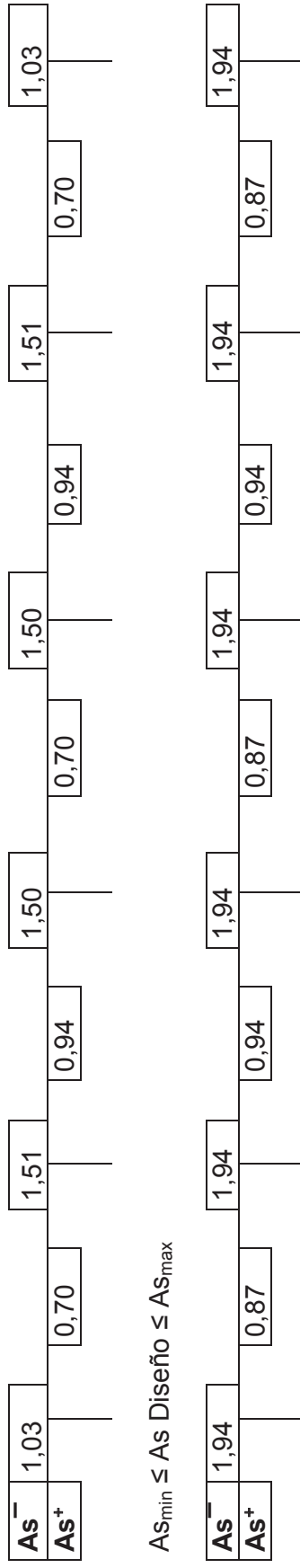
• Diseño a Flexión

NERVIO 1



FRANJA DE TRAMO

Acero Diseño



$A_{s_{min}} \leq A_s \text{ Diseño} \leq A_{s_{max}}$





- **Diseño a Corte**

Ancho del nervio = 10cm

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 1,96 \text{ ton} \\ V_u &= 1,40 \text{ ton} \quad \Phi V_c > V_u \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

### 3.8.5 CIMENTACIÓN

Se escogieron vigas de cimentación debido al alto valor de las cargas de servicio y a la proximidad en la ubicación de las columnas y se descartaron las zapatas aisladas, ya que dada la importancia de las cargas, las dimensiones requeridas eran demasiado grandes y su uso se volvía ineficiente.

La sección transversal de las vigas es una T invertida, ya que debido a la magnitud de la cimentación ésta sección resulta ser más económica que una sección rectangular.

El esfuerzo producido en el suelo debido a la transmisión de cargas desde la estructura hacia la cimentación no debe superar el esfuerzo admisible del mismo, ya que se podrían producir asentamientos excesivos que pondrían en riesgo la estabilidad del edificio.

Condiciones adoptadas en el diseño:

- El esfuerzo admisible del suelo es:  $\sigma_{adm.} = 30 \text{ T/m}^2$ .
- Coeficiente de Balasto:  $K_b = 3600 \text{ T/m}^3$ .

#### 3.8.5.1 Vigas de gran altura

Se consideran vigas de gran altura, ya que cumplen con lo establecido en la sección 10.7 del código ACI.

$$l_n \leq 4 \cdot h_v \quad (3.53)$$

Donde:

$l_n$ = Distancia libre entre caras de apoyos

$h_v$ = Altura de la viga de cimentación

- Flexión

El acero mínimo se calcula con las ecuaciones 3.26 y 3.52, y el acero máximo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad (3.54)$$

- Corte

El diseño a corte se lo realiza de acuerdo a lo dispuesto en el código ACI 318-11.

Cortante nominal máximo.

$$V_{n_{\text{máx}}} = 2.65 \cdot \overline{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.55)$$

Acero transversal mínimo.

$$A_{v_{\text{min}}} = 0.0025 \cdot b_w \cdot d \quad (3.56)$$

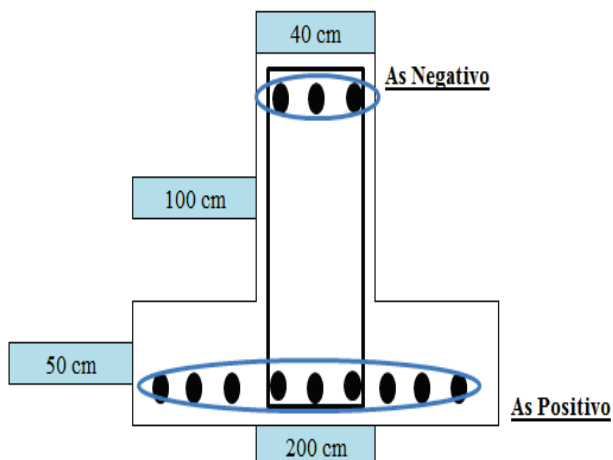
Espaciamiento para refuerzo de cortante.

$$s = \min \frac{d}{5}, 30\text{cm} \quad (3.57)$$

### 3.8.5.2 Ejemplo de diseño de una viga de cimentación

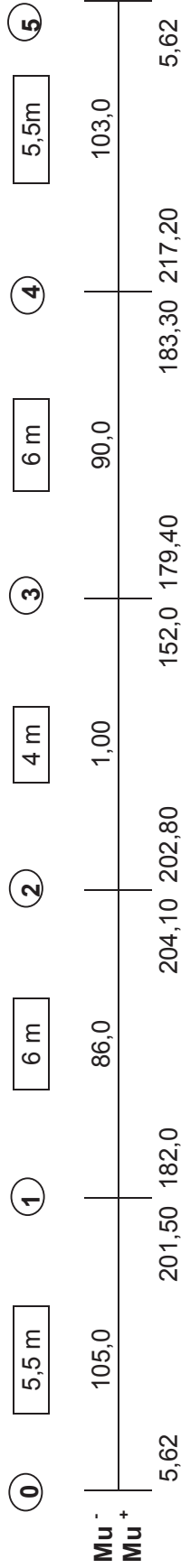
Se presenta a continuación el diseño de la viga de cimentación del Eje A:

- Diseño a Flexión del Alma

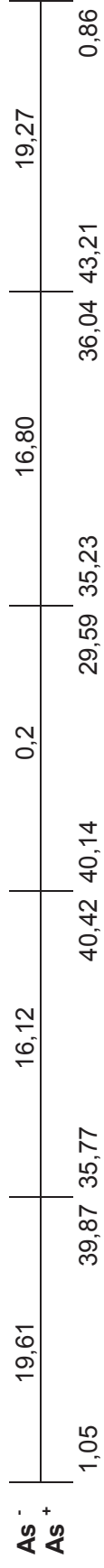


<b>Sección</b>	b	200	cm
	h	150	cm
	bw=	40	cm
	recubr.=	7,5	cm
	d	142,5	cm
	$\rho_b$ =	0,0289	
	$\rho$ máx=	0,0217	
	$\rho$ min=	0,0033	
<b>Refuerzo negativo</b>	As máx=	617,74	cm <sup>2</sup>
	As min=	19,00	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo positivo</b>	As máx=	123,55	cm <sup>2</sup>
	As min=	38,00	cm <sup>2</sup>

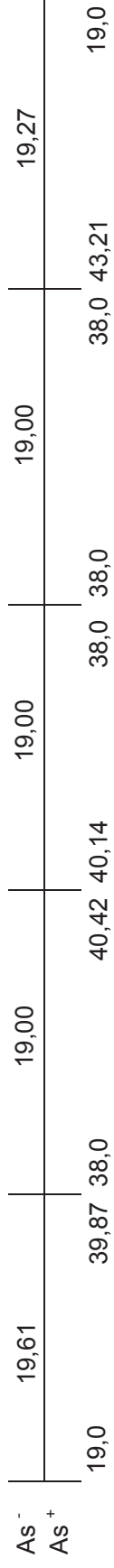
**Solicitaciones Últimas de Momento [Ton.m]**



**As Diseño [cm<sup>2</sup>]**



**As<sub>min</sub> ≤ As Diseño ≤ As<sub>máx.</sub>**



**As Diseño Colocado [# Varillas]**

∅ varilla superior	25 mm
∅ varilla inferior	25 mm





• **Diseño a Corte del Alma**

Solicitaciones Últimas de Corte [Ton]

<b>Vu<sup>-</sup></b>	74,0	157,0	98,35	136,0	146,0	76,92
	148,47	155,0	98,40	136,07	146,0	76,92



Vc	50,57	50,57	50,57	50,57	50,57	50,57	50,57
Vs	36,49	124,10	134,14	131,78	65,14	109,43	121,20
<b>Vs&lt;4Vc</b>	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Estribos

s (código) = 30,0 cm

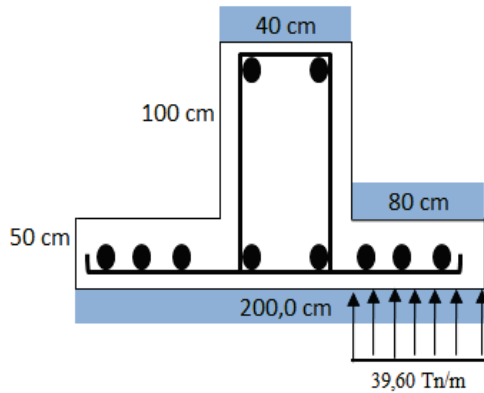
@	30	30	20	20	30	30	20	20	30	30	30
Avmin=		2,0		2,0		2,0		2,0		2,0	2,0
Av=		4,15		4,48		3,27		3,66		4,05	4,05
Av>Avmin	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Φ=	12	mm
#ramas	4,00	4,00

→ 2 Estribos Ø 12@ 20, 30cm.

- **Diseño del Patín**

Acero Transversal en el Patín



Datos:		
$f'c =$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	100	cm
$h =$	50	cm
recub. =	7,5	cm
$d =$	42,5	cm
$\emptyset =$	0,9	

$k \text{ balasto} =$	3600	t/m <sup>3</sup>
$\Delta =$	0,011	m
$\sigma_{\text{diseño}} =$	39,60	t/m <sup>2</sup>
Tomando B =	1,00	m

$M_u =$	12,67	ton.m
$A_s =$	8,02	cm <sup>2</sup>
$\emptyset \text{ barra} =$	16	mm
# varillas =	4,0	
@ =	25	cm

→  $A_s$ . Transversal del patín: 1  $\emptyset$  16@ 25cm

Verificación del Corte en el Patín

$V_u =$	31,68	Ton
Recub. =	5	cm
$\emptyset \text{ barra} =$	25	mm
$\emptyset \text{ estribo} =$	16	mm
$b =$	100	cm
$d =$	42,2	cm

$$\boxed{31,77 \text{ Ton}} > \boxed{31,68 \text{ Ton}} \rightarrow \text{OK}$$

## **CAPÍTULO 4**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE**

#### **4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**

El edificio consta de 3 subsuelos y 10 plantas tipo, tiene una altura de entrepiso de 3.1m, dando una altura total de 31m medidos desde el nivel de la calle. Es de forma rectangular con dimensiones de 35.0m de largo por 16.0m de ancho para las plantas de entrepiso y de 46.0m por 27.0m para plantas de subsuelos.

La edificación se basa en un sistema DUAL, donde se combinan vigas y columnas con muros de corte o diafragmas.

El edificio presenta en su configuración seis diafragmas adicionales a los del ducto de ascensores, los cuales están distribuidos estratégicamente, de tal manera que no se presente torsión en planta. Al ser dichos diafragmas los que van a absorber un gran porcentaje de fuerza sísmica, es indispensable su correcto cálculo y diseño.

#### **4.2 ENFOQUE DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

La filosofía de diseño sísmico adoptada para el sistema aporticado es aplicable en esta alternativa, tomando en cuenta que, el enfoque sismorresistente radica en el agotamiento a flexión de los diafragmas, debido a que estos elementos son los que van a absorber al menos el 80% de las fuerzas laterales generadas por un sismo.<sup>25</sup>

Cabe mencionar que éste sistema puede ser sensible a presentar torsión en planta si la disposición y ubicación de los diafragmas es errónea, es por ello que se vuelve de gran importancia su adecuada implantación.

---

<sup>25</sup> Placencia P, Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural, 2013.

## **4.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES**

### **4.3.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA**

De acuerdo a lo establecido en el código ACI 318-11, y en base al análisis realizado en el capítulo 3, la losa utilizada en ésta propuesta estructural es una losa nervada de  $h=30\text{cm}$ , con alivianamientos removibles de  $60\times 60\text{cm}$ , nervios de  $10\text{ cm}$  y un espesor mínimo de loseta en compresión de  $5\text{ cm}$ .

### **4.3.2 CARGA MUERTA**

El peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas, diafragmas y losas se considera automáticamente en el modelo ETABS. Y la estimación de la sobrecarga se realiza en base a las mismas consideraciones adoptadas en el capítulo 3. Su valor es  $374\text{ kg/m}^2$ .

### **4.3.3 CARGA VIVA**

La determinación de carga viva se hace en base a lo estipulado en el CEC-2001, y su valor se describe en el capítulo 3.

## **4.4 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL**

El cálculo del corte basal de diseño  $V$ , se determinó mediante las ecuaciones 3.2, 3.3, 3.4.

Consideraciones adoptadas

- Factor de Zona

$Z=0.4$  Factor de zona sísmica en Quito.

- Factor de importancia

$I=1$  Todas las estructuras de edificación.

- Factores de configuración estructural

Se adoptó los siguientes valores, por recomendación del director del proyecto.

$$\Phi_P = 1 \quad \Phi_E = 0.81$$

- Factor de reducción de respuesta estructural

R=12                    Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, y con muros de corte de hormigón armado (sistemas duales).

- Factor de suelo

S= 1.2                    Perfil de suelo tipo S2, suelos intermedios.

- Periodo

$h_n = 31.0$  m,            Altura del edificio medida desde el nivel de la calle.  
 $C_t=0.06$ ,                Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales.

$$T = 0.06 \cdot 31.0^{\frac{3}{4}} = 0.79 \text{ seg}$$

- Aceleración espectral máxima esperada

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{0.79} \leq 3.0$$

$$C = 1.97$$

- Porcentaje del corte basal de la estructura

$$V = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 1.97}{12 \cdot 1.0 \cdot 0.81} \cdot W$$

$$V = 8.1 \% W$$

## 4.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

La distribución vertical del corte basal se lo realiza de acuerdo a las ecuaciones 3.5, 3.6, 3.7.

**TABLA 4.1** DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL

Nivel	hi(m)	Wi(ton)	Wi x hi	Fx	S
Nv. 27,9	27,9	637,33	17781,4	141,44	141,44
Nv. 24,8	24,8	637,33	15805,7	97,26	238,70
Nv. 21,7	21,7	637,33	13830,0	85,10	323,80
Nv. 18,6	18,6	637,33	11854,3	72,94	396,74
Nv. 15,5	15,5	637,33	9878,6	60,79	457,53
Nv. 12,4	12,4	637,33	7902,9	48,63	506,16
Nv. 9,3	9,3	637,33	5927,1	36,47	542,63
Nv. 6,2	6,2	637,33	3951,4	24,31	566,95
Nv. 3,1	3,1	637,33	1975,7	12,16	579,10
Nv. 0,0	0	1413,50	0,0	0,00	579,10
$\Sigma=$		<b>7149,44</b>	<b>88907,10</b>		

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

$$V = 8.1\% W$$

$$W = 7149.44 \text{ Ton}$$

$$V = 579.10 \text{ Ton}$$

## 4.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 4.5.1 MODELACIÓN

La modelación se realiza en el software ETABS 2013, y se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- En principio, la estructura se considera empotrada en su base.
- Las losas se consideran diafragmas horizontales semi-rígidos.
- Propiedades de los materiales:

Hormigón

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\gamma = 2,4 \text{ ton/m}^3;$$

$$E_c = 175000 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión

Peso específico.

Módulo de Elasticidad

### Acero

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2;$$

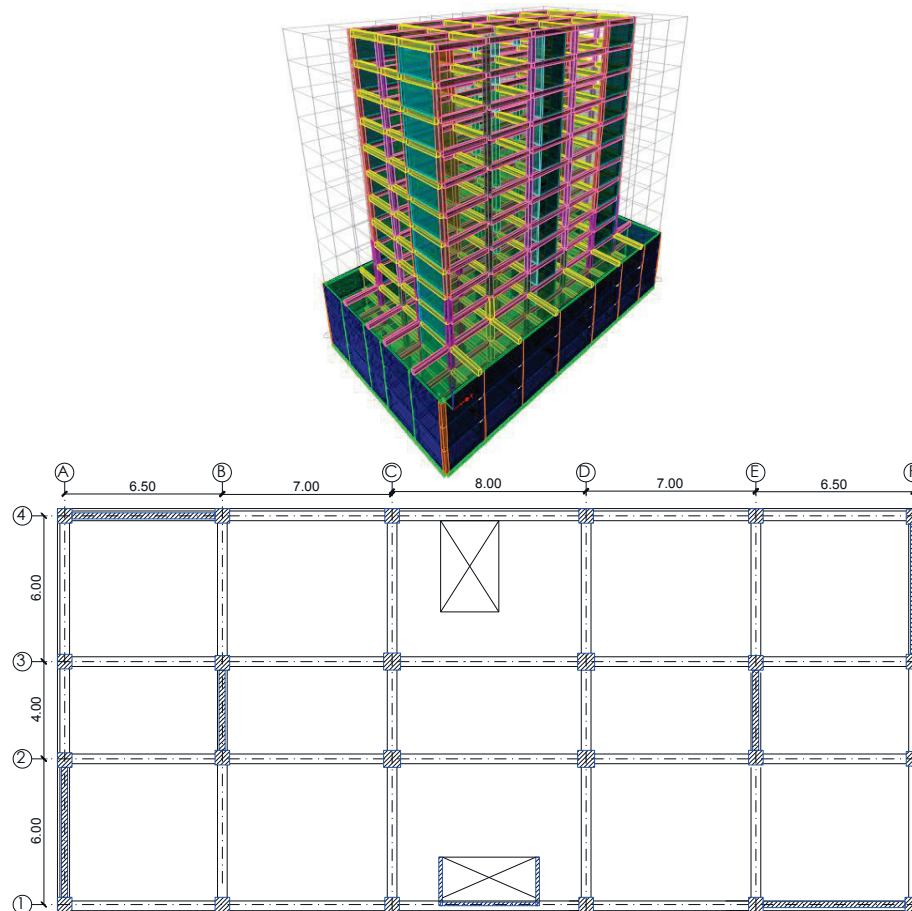
Esfuerzo de fluencia

$$E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2;$$

Módulo de Elasticidad

- Las secciones se agrietan con los siguientes valores:
  - ✓ Vigas:  $I_{agr.} = 0.5I_g$
  - ✓ Columnas:  $I_{agr.} = 0.8I_g$
  - ✓ Losas:  $I_{agr.} = 0.35I_g$
  - ✓ Diafragmas:  $I_{agr.} = 0.60I_g$
- Las combinaciones de carga adoptadas para el diseño, son las mencionadas en el capítulo 3.

**FIGURA 4.1** MODELO DEL EDIFICIO APORTICADO CON MUROS DE CORTE Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS Y MUROS



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## 4.5.2 DIMENSIONES FINALES

### 4.5.2.1 Columnas

**TABLA 4.2 SECCIONES FINALES DE COLUMNAS**

Ubicación	1B-4C 4D-4E	2C-2D 3C-3D	1C-1D 3A-2F	Cabezales
				1E-1F-4A- 4B-2B-3B- 2E-3E-1A- 2A-3F-4F
Nv. +31.0	60x60	70x70	60X60	60x60
Nv. +27.9				
Nv. +24.8				
Nv. +21.7				
Nv. +18.6				
Nv.+15.5				
Nv. +12.4				
Nv. +9.30				
Nv. +6.20				
Nv. +3.10	70x70	80X80		70X70
Nv. +0.00				
Nv. -3.10				
Nv. -6.20				

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 4.5.2.2 Vigas

**TABLA 4.3 SECCIONES FINALES DE VIGAS**

Niveles	Secciones	
	Dirección X	Dirección Y
Nv. +31.0	40x60	40x65
Nv. +27.9	40x60	40x65
Nv. +24.8	40x60	40x65
Nv. +21.7	40x60	40x65
Nv. +18.6	40x60	40x65
Nv.+15.5	40x60	40x65
Nv. +12.4	40x60	40x65
Nv. +9.30	40x60	40x65
Nv. +6.20	40x60	40x65
Nv. +3.10	40x60	40x65
Nv. +0.00	40x60	40x65
Nv. -3.10	40x60	40x65
Nv. -6.20	40x60	40x65

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



### 4.5.3 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL

Para que una estructura se considere un sistema aporticado con diafragmas, debe cumplirse la siguiente condición:

$$\Sigma V_{\text{Diafragmas}} \geq 80\% V_{\text{Basal}} \quad (4.1)$$

	$\Sigma V_{\text{Diafragmas}}$	
Dirección X=	472,87	ton
Dirección Y=	483,45	ton
80% $V_{\text{Basal}}$ =	463,28	ton

Por lo tanto, debido a que el cortante tomado por los diafragmas tanto en la dirección X como en Y, es mayor al 80% del corte basal, se considera que la estructura es un **Edificio de Diafragmas**.

### 4.5.4 REVISIONES GLOBALES

#### 4.5.4.1 Modos de vibración

Los modos de vibración se revisaron bajo las mismas consideraciones que en el capítulo 3.

**TABLA 4.4 MODOS DE VIBRACIÓN**

Modos	Periodos	UX	UY	RZ
1	1,07	0,99	<b>52,35</b>	0,02
2	1,03	<b>46,53</b>	1,05	0,57
3	0,73	0,94	0,00	<b>34,75</b>
4	0,27	0,03	21,81	0,00
5	0,25	16,03	0,04	0,15
6	0,17	0,38	0,00	12,44
7	0,14	0,65	12,52	0,01
8	0,13	10,41	1,04	0,13
9	0,10	7,33	1,22	0,00
10	0,09	2,71	2,74	0,05
11	0,08	3,27	0,05	6,59
12	0,08	2,52	0,01	9,06

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se observa en la tabla los dos modos predominantes son de traslación con **46.53** en la dirección X y **52.35** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **34.75**.

#### 4.5.4.2 Derivas de Piso

Las derivas de piso fueron controladas de acuerdo a lo especificado en el capítulo 3. Los valores obtenidos están multiplicados por el factor R.

**TABLA 4.5 DERIVAS MÁXIMAS DE PISO**

<b>STORY</b>	<b>DERIVA-X</b>	<b>DERIVA-Y</b>
<i>Nv. +31.0</i>	0,018	0,018
<i>Nv. +27.9</i>	0,019	0,019
<i>Nv. +24.8</i>	0,020	0,020
<i>Nv. +21.7</i>	0,020	0,020
<i>Nv. +18.6</i>	0,020	0,020
<i>Nv. +15.5</i>	0,020	0,020
<i>Nv. +12.4</i>	0,019	0,020
<i>Nv. +9.30</i>	0,018	0,018
<i>Nv. +6.20</i>	0,016	0,017
<i>Nv. +3.10</i>	0,014	0,015
<i>Nv. +0.00</i>	0,005	0,008
<i>Nv. -3.10</i>	0,002	0,006
<i>Nv. -6.20</i>	0,002	0,004

ELABORADO POR: Lilibian Barros y Johanna Peñafiel

## 4.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

### 4.6.1 VIGAS

El diseño a flexión y corte de estos elementos, se realiza en base a los requerimientos establecidos por el código ACI 318-11.

#### 4.6.1.1 Diseño a Flexión

Consideraciones adoptadas para el diseño a flexión:

El acero mínimo y máximo se calcula con las ecuaciones 3.26 y 3.27, respectivamente.

#### 4.6.1.2 Diseño a Corte

El diseño a corte se hace en base a las solicitaciones de cálculo.

Condición para el diseño a corte

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4.2)$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (4.3)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (4.4)$$

- Refuerzo transversal

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

El refuerzo transversal, se obtiene en base a la ecuación 3.36.

El acero de refuerzo transversal mínimo se calcula con la ecuación 3.37.

Límites de espaciamiento entre estribos:

No debe exceder de  $d/2$ , en elementos de concreto no preesforzado, ni de 600mm.

#### 4.6.1.3 Ejemplo de diseño de una viga

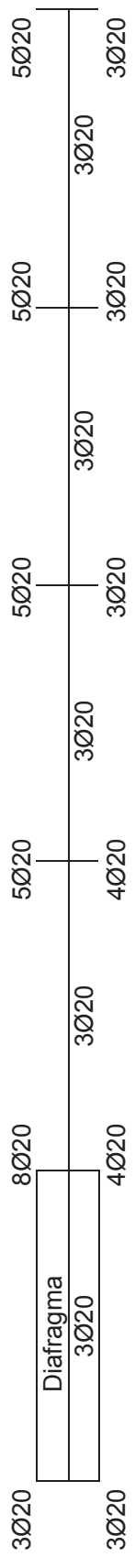
Se presenta a continuación el cálculo y diseño de una viga del Pórtico 4, Piso 5 Nv.+6.20.

		DATOS	
		<b>F<sub>y</sub></b>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
		<b>f'c</b>	210 kg/cm <sup>2</sup>
		<b>Ø</b>	0,9 Flexión
<b>Sección</b>	<b>b</b>	40	cm
	<b>h</b>	60	cm
	<b>d</b>	55	cm
	$\beta_1$	0,85	
	$\rho_b$	0,0217	
		$\rho_{m\acute{a}x}$	0,0108
		$\rho_{m\acute{i}n}$	0,0033
<b>Refuerzo</b>	<b>As máx.</b>	23,84	cm <sup>2</sup>
	<b>As mín.</b>	7,33	cm <sup>2</sup>



As Colocado [# Varillas]

Ø varilla sup.	20	mm
Ø varilla inf.	20	mm



• Diseño a Corte

Diafragma			
Vu (ton)	9,00	17,31	11,72
Vc (ton)	16,90	16,90	16,90
Vs (ton)	0,00	3,47	0,00

Estribos

s(código)	27,5	cm
-----------	------	----

Diafragma			
scolocado(cm)	30	10	25
Avmin (cm²)=	1,00	0,50	0,50

Φ=	10	mm											
#ramas	2	2											
lo[m]=máx (2h, ln/4)	5,85	2,0	2,6	1,6	2,0	3,3	2,0	1,6	3,0	1,6	1,5	2,8	1,5

## 4.6.2 COLUMNAS

### 4.6.2.1 Diseño a Flexo-Compresión

Para el diseño a flexo-compresión, se procede a determinar el acero longitudinal de la columna, que por requerimiento del código no puede ser menor que el 1% ni mayor que el 6% de la sección.

### 4.6.2.2 Diseño del Refuerzo Transversal

Para el diseño a corte se sigue lo especificado en el código ACI 318-11:

- Refuerzo transversal

Ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 15cm libres de una barra apoyada lateralmente.

Límites de espaciamiento entre estribos:

$$s = \min \frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \varphi_c; 10\text{cm} \text{ en lo} \quad (4.5)$$

$$lo = \text{máx } h; b; \frac{l_c}{6}; 45\text{cm} \quad (4.6)$$

Para el cálculo del refuerzo por confinamiento se utilizan las ecuaciones 3.40, 3.41, y para el refuerzo por cortante se utilizan las ecuaciones 3.42, 3.43, 3.44, 3.45.

### 4.6.2.3 Ejemplo de diseño de una columna

Se presentan a continuación los momentos y cargas axiales debidos a carga muerta, carga viva,  $S_x$  y  $S_y$ , además de las combinaciones de carga y esfuerzos máximos y mínimos para la columna 3A, la cual tiene las siguientes dimensiones:  $b=60\text{cm}$  y  $h=60\text{cm}$ . El diseño se lo realiza en base a lo establecido en el código ACI 318-11.

• **Diseño a Flexo-Compresión**

	<i>Mxx (ton.m)</i>		<i>Myy(ton.m)</i>		<i>Carga Axial</i>
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza	P(ton)
Muerta(D)	-1,59	0,81	-4,90	3,04	-134,85
Viva(L)	-0,87	0,25	-1,40	0,76	-20,72
Sismo x (Sx)	3,11	-1,94	10,07	-1,00	34,00
Sismo y (Sy)	18,6	-9,24	-1,72	0,22	-63,55

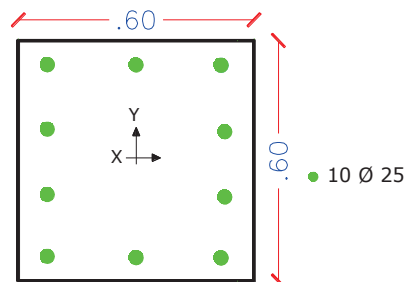
El esfuerzo máximo y mínimo se calcula con la ecuación 3.45.

<i>Comb. de Carga</i>	<i>Mxx(Ton m)</i>		<i>Myy(Ton m)</i>		<i>P(Ton)</i>	<i>σ<sub>máx</sub>(ton/m<sup>2</sup>)</i>		<i>σ<sub>min</sub>(ton/m<sup>2</sup>)</i>	
	Pie	Cabeza	Pie	Cabeza		Pie	Cabeza	Pie	Cabeza
1	-3,71	1,56	-9,24	5,55	-224,01	-262,68	-424,84	-981,84	-819,68
2	1,58	-1,55	7,19	2,76	-120,33	-90,45	-214,51	-578,02	-453,96
3	-7,14	3,89	-21,05	5,56	-215,70	184,00	-336,55	-1382,31	-861,75
4	<b>23,31</b>	<b>-11,79</b>	<b>-9,34</b>	<b>4,47</b>	<b>-257,14</b>	192,67	-262,63	<b>-1621,22</b>	<b>-1165,93</b>
5	-28,87	14,13	-4,52	3,85	-78,88	708,19	280,35	-1146,42	-718,58
6	3,02	-2,05	9,99	1,31	-72,75	159,22	-108,98	-563,36	-295,16
7	-5,88	3,50	-18,81	4,17	-169,99	213,61	-259,15	-1157,97	-685,21
8	25,17	-12,48	-6,87	3,05	-212,24	300,35	-158,04	-1479,47	-1021,08
9	<b>-28,03</b>	<b>13,94</b>	<b>-1,95</b>	<b>2,42</b>	<b>-30,49</b>	<b>748,07</b>	<b>369,85</b>	-917,45	-539,23

A continuación se presentan las solicitaciones de la columna:

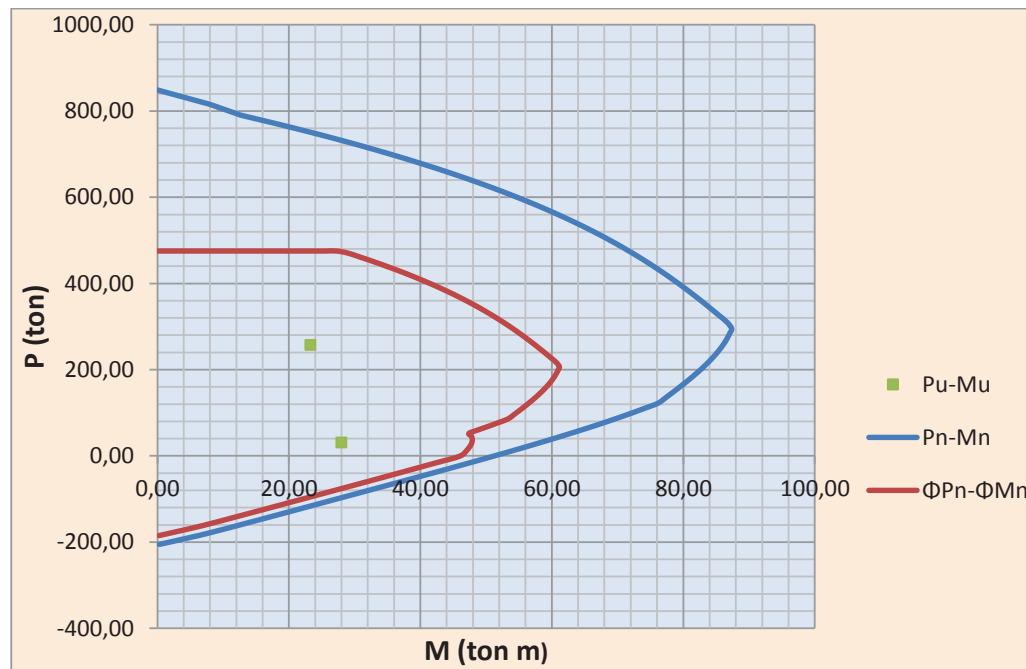
	<b>Pu(Ton)</b>	<b>Muxx (Ton m)</b>	<b>Muyy (Ton m)</b>
Máximo	-30,49	-28,03	-1,95
Mínimo	-257,14	23,31	-9,34

**FIGURA 4.2** REFUERZO LONGITUDINAL DE LA COLUMNA 60X60

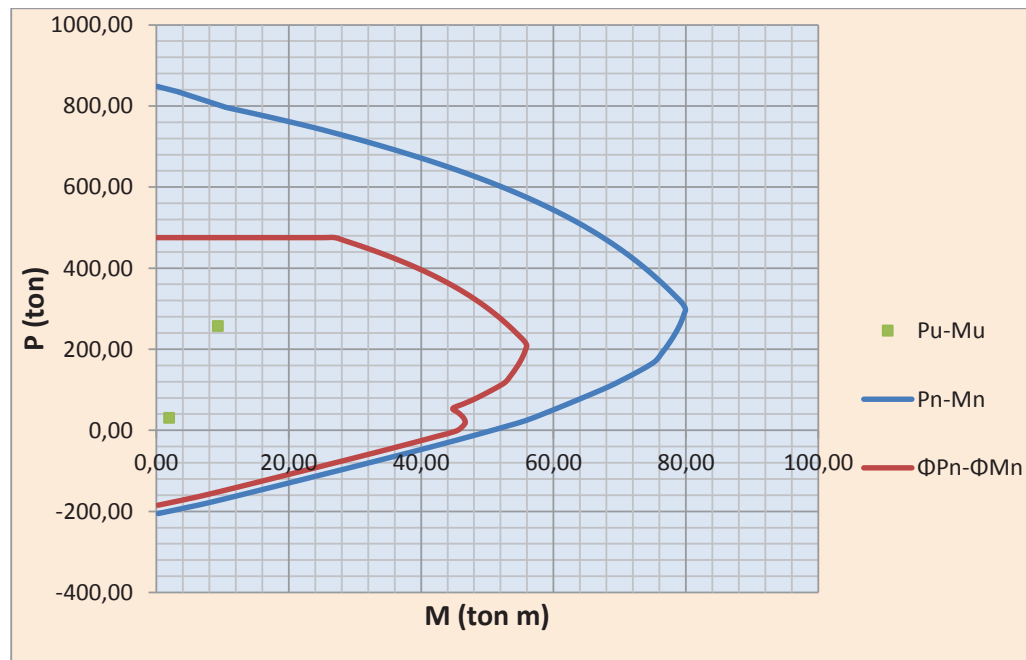


ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## Diagramas de Interacción

**GRÁFICO 4.1** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y.

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**GRÁFICO 4.2** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X.

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



Al estar la sollicitación (Pu-Mu) dentro de la curva de capacidad  $\Phi P_n - \Phi M_n$ , se concluye que la sección y armadura planteada para ésta columna es la adecuada. Cabe señalar que al tratarse de un sistema estructural con diafragmas, la sollicitación puede estar sobre el punto balanceado ya que no es indispensable la fluencia de los aceros de las columnas.

- **Diseño del Refuerzo Transversal**

<b>COLUMNA 3A</b>
-------------------

b=	60	cm
h=	60	cm
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f' <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
h=	3,10	m
Φ=	0,85	corte
h <sub>o</sub> =	2,45	m
recub.=	3,0	cm

<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>
------------------------------

	Φ=	25	mm		
	#varillas=	10			
Requerido	As <sub>min</sub> =	0,0036	m <sup>2</sup>	1%	Ag
Asignado	As=	0,0049	m <sup>2</sup>	1,36%	Ag

<b>REFUERZO TRANSVERSAL</b>
-----------------------------

<b>CONFINAMIENTO</b>
----------------------

Φ <sub>e</sub> =	10	mm
h''=	53	cm
A <sub>c</sub> =	2916	cm <sup>2</sup>
A <sub>g</sub> =	3600	cm <sup>2</sup>
s=	10	cm

Ash1=	1,86	cm <sup>2</sup>
Ash2=	2,39	cm <sup>2</sup>

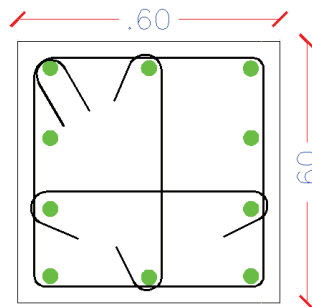
**CORTE**

s=	10	cm
d=	54,8	cm
Vu=	17,55	Ton
Vc=	25,23	Ton
Vs=	0,00	Ton
Av min=	0,50	cm <sup>2</sup>

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS**

lo=	60	cm
-----	----	----

	Ash, Av (cm <sup>2</sup> )			Φ(mm)	s(cm)	Long.(cm)
Cabeza	2,39	# ramas	3	10	10	60
Medio	0,50	# ramas	2	10	10	125
Pie	2,39	# ramas	3	10	10	60

**FIGURA 4.3** REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA 60X60

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**4.6.3 MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS**

El comportamiento estructural de los muros de corte depende de su relación de aspecto.

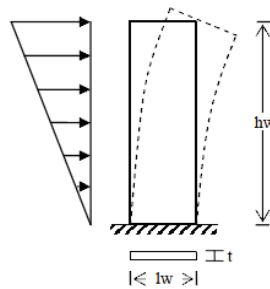
**4.6.3.1 Relación de aspecto**

La relación de aspecto se define como el cociente entre la altura ( $h_w$ ) y la longitud ( $l_w$ ) del muro, y dependiendo de su resultado los muros pueden clasificarse como altos o bajos.

#### 4.6.3.1.1 Muros Estructurales Altos

Cuando la relación  $\frac{h_w}{l_w} > 3$  se trata de un muro alto<sup>26</sup>, cuyo comportamiento puede asimilarse al de una viga en voladizo, sin embargo en este caso siempre se tiene una carga axial actuante que por lo general es pequeña, por lo que dominan los efectos de flexión. En los pisos bajos los momentos y cortantes tienen un valor muy significativo, por lo tanto los esfuerzos de tracción y compresión generados son importantes. Debido a ésta condición, para que el pandeo y el aplastamiento del concreto en el extremo comprimido del muro puedan evitarse, es necesario que se confine el refuerzo longitudinal formando columnas con gran cantidad de estribos.

**FIGURA 4.4** MURO CON UNA RELACIÓN DE ASPECTO MAYOR A 3

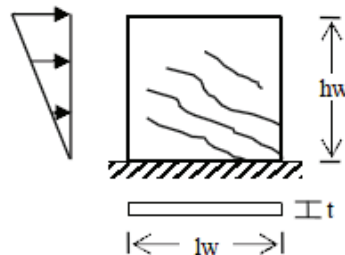


FUENTE: “Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales”

#### 4.6.3.1.2 Muros Estructurales Bajos

Por el contrario, cuando la relación  $\frac{h_w}{l_w} < 2$ , se trata de un muro bajo<sup>26</sup>. Su comportamiento predominante es a corte y el agotamiento en flexión es casi imposible. Su resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas.

**FIGURA 4.5** MURO CON UNA RELACIÓN DE ASPECTO MENOR A 2



FUENTE: “Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales”

<sup>26</sup> Placencia P , Apuntes de Hormigón Armado III, 2011

#### 4.6.3.2 Diseño a flexo - compresión

El refuerzo vertical se diseña mediante los diagramas de interacción, y el procedimiento consiste en colocar en el diafragma el acero vertical mínimo y posteriormente verificar si las fuerzas axiales y momentos actuantes en el elemento cumplen con estar dentro de la curva de capacidad, puesto que de no ser así se debe aumentar el área del refuerzo vertical.

Consideraciones adoptadas en el diseño según el código ACI 318-11

- Flexión

*Alma*

$$A_{smín\ vertical} = 0.0025 \cdot A_{horizontal} \quad (4.7)$$

$$A_{smín\ horizontal} = 0.0025 \cdot A_{vertical} \quad (4.8)$$

Donde:

$A_{horizontal}$  = Espesor del alma del diafragma x 1 m de ancho.

$A_{vertical}$  = Espesor del alma del diafragma x 1 m de ancho.

*Cabezal*

$$A_{smín} = 0.01 \cdot A_{cabezal} \quad (4.9)$$

$$A_{smín} = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (4.10)$$

- Flexo-Compresión

$$P_u - M_u \leq \phi P_n - \phi M_n \quad (4.11)$$

$$\text{Solicitud} \leq \text{Capacidad} \quad (4.12)$$

#### 4.6.3.3 Diseño por cortante

Los muros de corte o diafragmas deben ser diseñados de tal manera que tengan un comportamiento dúctil por la fluencia del acero longitudinal en zonas de articulación definidas, es decir en la base del edificio.

Cabe señalar que el diseño a corte del diafragma depende del comportamiento que tenga el elemento, es decir si el efecto predominante es a flexión, el diseño se lo realiza por capacidad, caso contrario, cuando el efecto predominante es corte el diseño se lo realiza en función de sus solicitaciones últimas.

Se recomienda que cuando el diafragma se diseñe por capacidad, el cortante último de diseño sea mayorado en una proporción igual a la relación entre el momento nominal y el momento de solicitación, puesto que al gobernar el comportamiento por flexión, éste puede agotarse en su máxima capacidad.<sup>27</sup>

El cortante último de diseño se calcula como se muestra a continuación:

$$V_{u\text{DISEÑO}} = V_{u\text{CALCULO}} \times \frac{M_{\text{nominal}}}{M_{\text{solicitado}}} \quad (4.13)$$

$$V_{u\text{DISEÑO}} = V_{u\text{CALCULO}} \times \frac{c}{s} \quad (4.14)$$

Donde:  $\frac{c}{s} \geq 1.43$

Una vez calculado el cortante de diseño se obtiene el refuerzo horizontal, y para esto se emplean las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_n \leq V_{n\text{máx}} \quad (4.15)$$

$$V_{n\text{máx}} = 2.65 \cdot \bar{f}'c \cdot b_w \cdot d \quad (4.16)$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot A_{cv} (\alpha_c \cdot \bar{f}'c \cdot b_w \cdot d + \rho_s \cdot f_y) \quad (4.17)$$

$$A_{cv} = l_{\text{TOTAL}} \cdot b_w \quad (4.18)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w \cdot s} \quad (4.19)$$

**TABLA 4.6 VALORES DE  $\alpha_c$**

$\alpha_c$	Condición
0.8	$\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$
$0.8 - 0.54 \frac{h_w}{l_w} - 1.5$	$1.5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$
0.53	$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

FUENTE: ACI 318-11

<sup>27</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III, 2011

Donde:

Acv: Área bruta de concreto, definida por el ancho del alma y la longitud de la sección.

bw: Ancho del alma

d: Altura efectiva del diafragma

ps: Cuantía de acero

#### 4.6.3.4 Diseño del cabezal

La carga axial máxima en los cabezales se calcula con las siguientes expresiones<sup>28</sup>:

$$P_{u\text{CABEZAL}} \leq 0.56 \cdot P_o \quad (4.20)$$

$$P_{u\text{CABEZAL}} = \frac{P_{u\text{ diaf.}}}{2} + \frac{M_u}{L} \quad (4.21)$$

Donde:

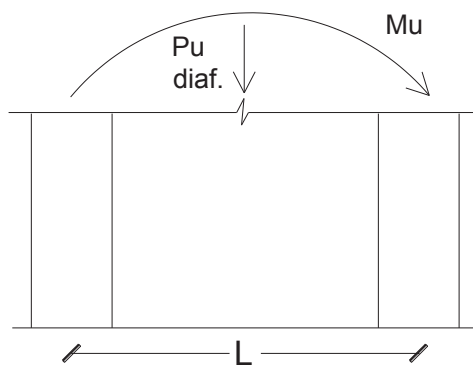
Po= Capacidad a compresión en ausencia de momento.

Pu diaf = Carga axial última del diafragma.

Mu = Momento último del diafragma

L= Longitud del diafragma.

**FIGURA 4.6** ESQUEMA DE LAS CARGAS ACTUANTES EN UN DIAFRAGMA



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

<sup>28</sup> Placencia P , Apuntes de Hormigón Armado III, 2011

Es fundamental hacer una revisión al cabezal ya diseñado, debido a que éste elemento debe soportar toda la compresión a la que el diafragma está sujeto, es decir que se confía todo al cabezal, porque el alma al no estar lo suficientemente confinada, no contribuye con resistencia para soportar dicha compresión.

#### 4.6.3.5 Ejemplo del cálculo y diseño de un diafragma

A continuación se presenta el cálculo y diseño del Diafragma Eje F.

- **Diseño a flexo compresión**

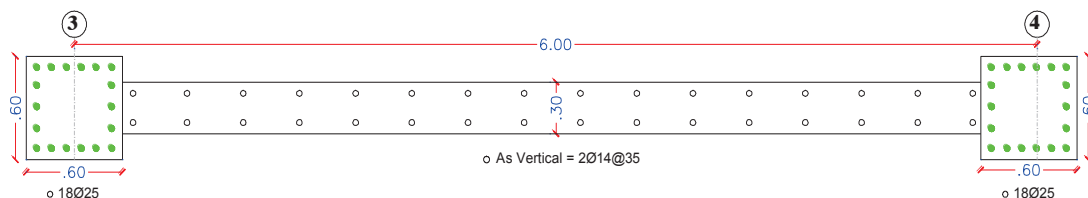
Datos del alma:		
bw =	30	cm
h =	670	cm
b=	100	cm
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>

As vertical			
As mín/m	7,5	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mín/m	3,75	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mínimo	1Φ12@30		
As asignado	1Φ14@35		

Los cabezales del diafragma son iguales en dimensión y armado.

Datos del cabezal:		
b=	60	cm
h=	60	cm
As mín 1	36,00	cm <sup>2</sup>
As mín 2	63,50	cm <sup>2</sup>
Ø varilla	25	mm
# varillas	13	mínimo
# varillas	18	asignado

**FIGURA 4.7** ESQUEMA DEL REFUERZO VERTICAL DEL DIAFRAGMA



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Se presentan a continuación los momentos y cargas axiales debidos a carga muerta, carga viva,  $S_x$  y  $S_y$ , además de las combinaciones de carga y esfuerzos máximos y mínimos.

	<b>M (ton.m)</b>	<b>P(ton)</b>
Muerta(D)	-84,48	-424,01
Viva(L)	-17,80	-60,53
Sismo x ( $S_x$ )	-248,61	-57,53
Sismo y ( $S_y$ )	1558,91	-127,97

Comb. de Carga	M(Ton m)	P(Ton)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (ton/m <sup>2</sup> )
1	-148,53	-696,52	-361,63	-273,01
2	-460,07	-603,07	-412,00	-137,50
3	237,28	-441,70	-130,45	-272,01
4	<b>2074,97</b>	<b>-701,86</b>	299,25	<b>-938,76</b>
5	-2297,77	-342,91	-841,69	529,25
6	-431,54	-463,88	-340,07	-82,60
7	279,48	-299,34	-53,00	-219,75
8	<b>2153,21</b>	<b>-564,61</b>	<b>385,12</b>	-899,57
9	-2305,27	-198,61	-778,19	597,22

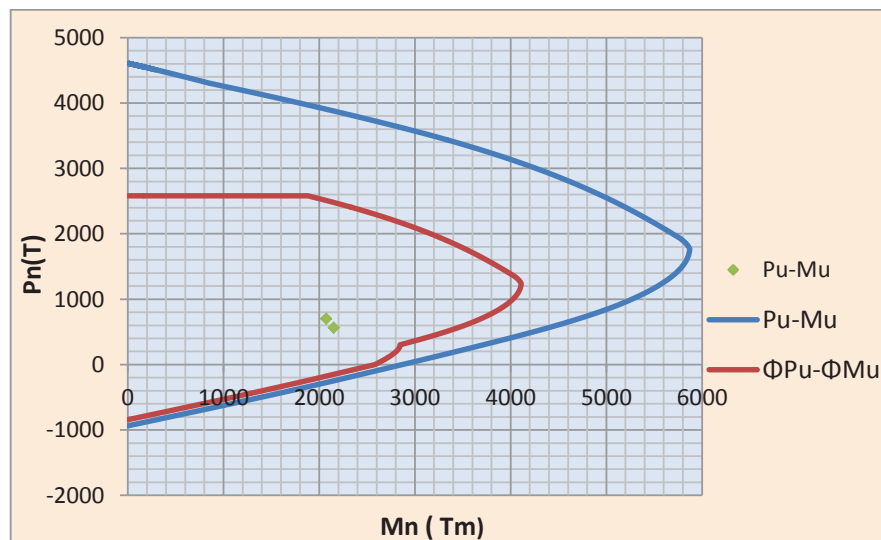
Solicitaciones de dise˜no

Esfuerzo Máximo	Pu [t] =	-564,61	ton
	Mu [tm] =	2153,21	ton.m
	Vu [t] =	241,48	ton

Esfuerzo Mínimo	Pu [t] =	-701,86	ton
	Mu [tm] =	2074,97	ton.m
	Vu [t] =	239,18	ton

Diagrama de interacci3n

**GRÁFICO 4.3** DIAGRAMA DE INTERACCI3N DEL DIAFRAGMA EJE F



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Pe˜aafiel



Al estar las solicitaciones Pu-Mu, dentro de la curva de capacidad  $\phi P_u - \phi M_u$ , el diseño del refuerzo longitudinal se acepta como válido.

- **Diseño a corte**

El cortante de diseño se lo realiza en función de la máxima capacidad a flexión del elemento.

Esfuerzo máximo		
Vu <sub>cal</sub> =	241,48	ton
C/S =	2,29	
Vu diseño =	552,22	ton

Esfuerzo mínimo		
Vu <sub>cal</sub> =	239,18	ton
C/S =	2,54	
Vu diseño =	606,92	ton

Se adopta Vu diseño = 606,92, por ser el más crítico.

Vnmáx=	725,80	ton
Vu diseño =	606,92	ton
Øhoriz =	16	mm
s =	20	cm
Acv =	20100	cm <sup>2</sup>
ρs =	0,0067	
φ Vn =	612,14	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Ø16@20</b>	

Vu diseño < Vn máx → Ok

Vu diseño < φVn < Vn máx → Ok

- **Diseño del cabezal**

Esfuerzo Máximo

$$P_{u\text{CABEZAL}} = \frac{564,61}{2} + \frac{2153,21}{6,00} = 641,17 \text{ ton}$$

Esfuerzo Mínimo

$$P_{u\text{CABEZAL}} = \frac{701,86}{2} + \frac{2074,97}{6,00} = 696,76 \text{ ton}$$

Pu <sub>CABEZAL</sub> =	696,76	ton
Po=	1013,70	ton
0.56 Po =	567,67	ton

0.56Po < Pu<sub>cabezal</sub> → Rediseñar cabezal

Debido a que el cabezal no pasó la verificación, se procede a aumentar las columnas a 70x70, con un armado de 18 Ø 25.

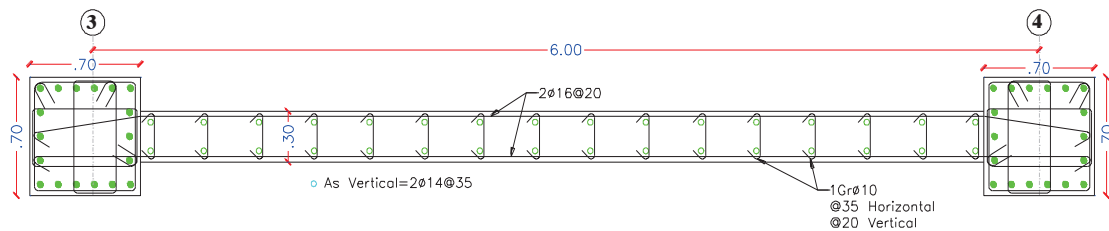
Pu <sub>CABEZAL</sub> =	696,76	ton
Po=	1245,75	ton
0.56 Po =	697,62	ton

0.56Po > Pu<sub>cabezal</sub> → OK

- **Confinamiento del cabezal**

Ramas		
s =	10	cm
Ash1 =	1,85	cm <sup>2</sup>
Ash2 =	2,84	cm <sup>2</sup>
φ estribo:	10	mm
#ramas:	4	

**FIGURA 4.8** ESQUEMA DEL REFUERZO TRANSVERSAL DEL DIAFRAGMA



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## 4.7 LOSAS

Las mismas consideraciones adoptadas y descritas en el capítulo 3, son aplicadas para el diseño de losas en éste sistema estructural.

### 4.7.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA TIPO DE ENTREPISO

A continuación se analiza como ejemplo explicativo el cálculo de un nervio en dirección X, de una losa tipo de entrepiso. Los coeficientes adoptados para el cálculo de ésta, son los obtenidos en la tabla 3.10.

**Datos:**

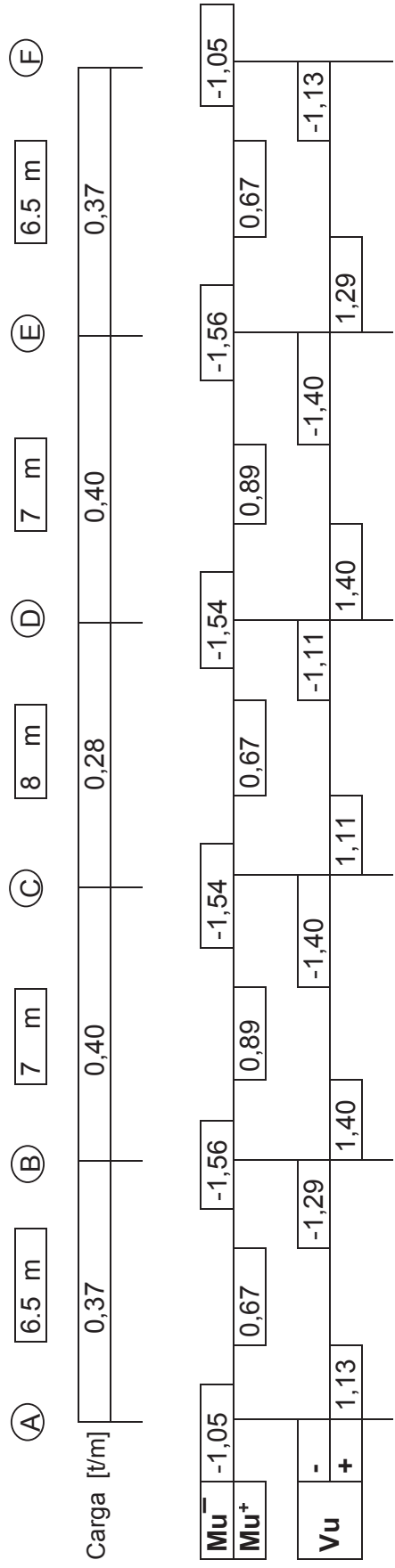
Carga muerta=	0,653	t/m <sup>2</sup>
Carga viva=	0,2	t/m <sup>2</sup>
Wu=	1,254	t/m <sup>2</sup>

fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>
Ø =	0,9	flexión
bw =	10	cm
b =	70	cm
h =	30	cm
h loseta =	5	cm
recubr. =	4	cm
d =	26	cm
Alivianamientos 60x10x60		

β1 =	0,85	
pb =	0,0217	
ρmáx =	0,0108	
ρmin =	0,0033	
As máx =	2,82	cm <sup>2</sup>
As min =	1,73	cm <sup>2</sup>
As máx =	19,72	cm <sup>2</sup>
As min =	0,87	cm <sup>2</sup>

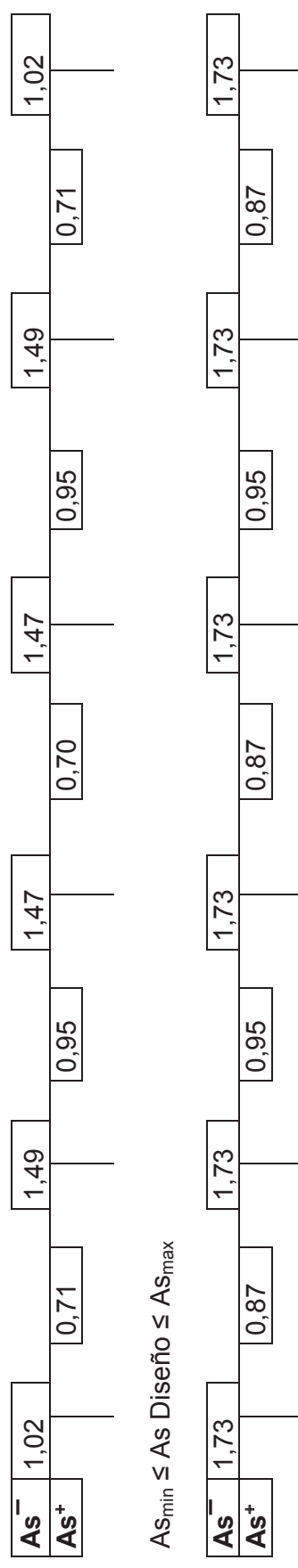
• Diseño a flexión

NERVIO 1

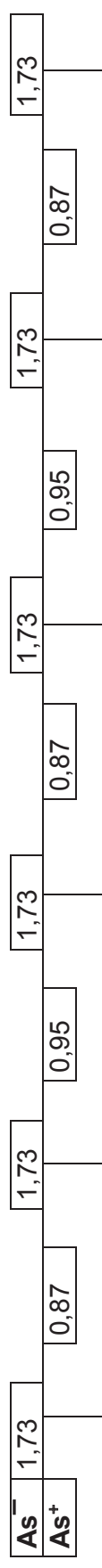


FRANJA DE TRAMO

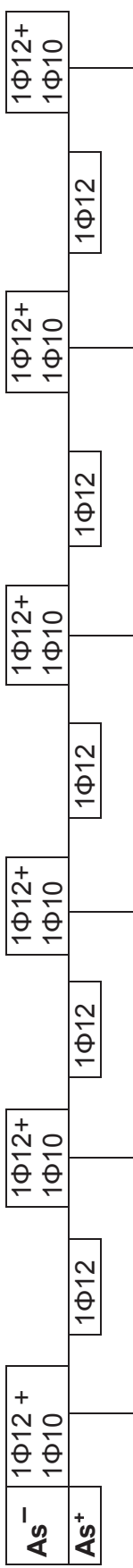
Acero Diseño



$As_{min} \leq As \text{ Diseño} \leq As_{max}$

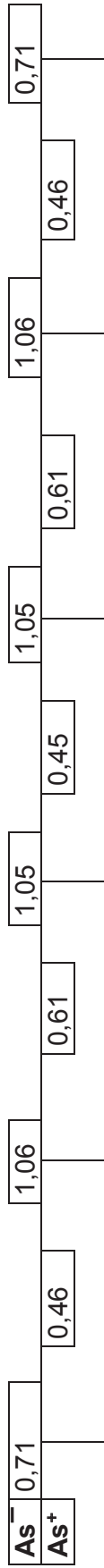


As Colocado [# Varillas]

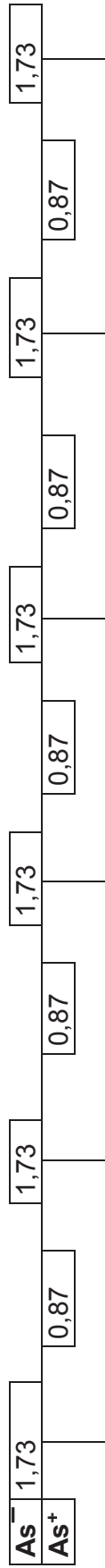


FRANJA DE COLUMNA

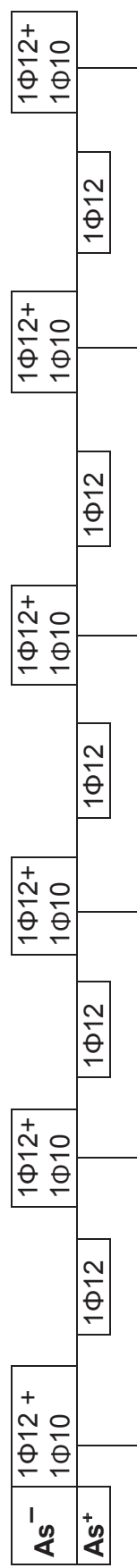
Acero Diseño



$A_{s_{min}} \leq A_s \text{ Diseño} \leq A_{s_{max}}$



As Colocado [# Varillas]



- **Diseño a Corte**

Ancho del nervio = 10cm

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 1,70 \text{ ton} \\ V_u &= 1,40 \text{ ton} \quad \Phi V_c > V_u \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

## 4.8 CIMENTACIÓN

Se diseña la cimentación bajo los mismos criterios establecidos en el capítulo 3.

Condiciones adoptadas en el diseño:

- El esfuerzo admisible del suelo es:  $\sigma_{adm.} = 30 \text{ T/m}^2$ .
- Coeficiente de Balasto:  $K_b = 3600 \text{ T/m}^3$ .

### 4.8.1 VIGAS DE GRAN ALTURA

Se consideran vigas de gran altura, ya que cumplen con lo establecido en el código ACI 318-11. Si cumple con la ecuación 3.53.

- Flexión

El acero mínimo se calcula con las ecuaciones 3.26 y 3.52, y el acero máximo se calcula con la ecuación 3.54.

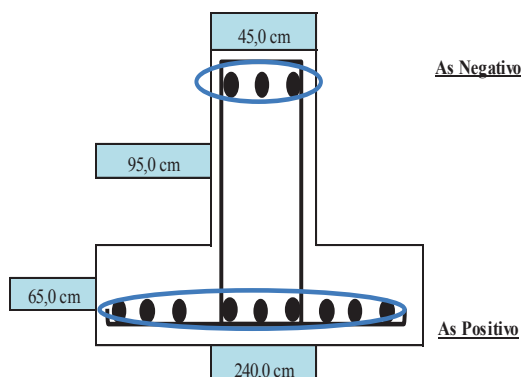
- Corte

Para el diseño a corte se utilizan las ecuaciones 3.55, 3.56, 3.57.

### 4.8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE CIMENTACIÓN

Se presenta a continuación el diseño de la viga de cimentación del Eje B.

- **Diseño a Flexión del Alma**



<b>Sección</b>	b	240	cm
	h	160	cm
	bw=	45	cm
	Recubr.	7,5	cm
	d	152,5	cm
<b>Cuantía</b>	pb=	0,0217	
	$\rho$ máx=	0,0108	
	$\rho$ min=	0,0033	
<b>Refuerzo positivo</b>	As máx=	74,37	cm <sup>2</sup>
	As min=	45,75	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo negativo</b>	As máx=	396,65	cm <sup>2</sup>
	As min=	22,88	cm <sup>2</sup>

Solicitaciones Últimas de Momento [Ton.m]

	0	5,5 m	1	6 m	2	4 m	3	6 m	4	5,5m	5
Mu <sup>-</sup>	123,0		100,0		3,78		98,0		117,0		
Mu <sup>+</sup>	8,00	151,62	121,03	290,0	143,0	140,0	280,0	200,0	211,0	11,15	
					Diafragma						

As Diseño [cm²]

As <sup>-</sup>	21,50		17,45		0,66		17,09		20,43		
As <sup>+</sup>	1,40	27,61	21,81	55,61	25,96	25,40	53,47	37,05	39,24	1,91	
					Diafragma						

As<sub>min</sub> ≤ As Diseño ≤ As<sub>máx.</sub>

As <sup>-</sup>	22,88		22,88		22,88		22,88		22,88		
As <sup>+</sup>	22,88	45,75	45,75	55,61	45,75	45,75	53,47	45,75	45,75	22,88	
					Diafragma						

As Colocado [# Varillas]

Ø varilla superior	25	mm
Ø varilla inferior	25	mm

As <sup>-</sup>	5Ø25		5Ø25		5Ø25		5Ø25		5Ø25		
As <sup>+</sup>	5Ø25	10Ø25	10Ø25	12Ø25	12Ø25	12Ø25	12Ø25	10Ø25	10Ø25	5Ø25	5Ø25
					Diafragma						

• **Diseño a Corte del Alma**

Solicitaciones Últimas de Corte [Ton]

- 0     1     2     3     4     5  
 5,5 m     6 m     4 m     6 m     5,5m

$Vu^-$	132,0	197,0	Diafragma		161,0	80,0
$Vu^+$	123,0	10,0	11,0	185,0	164,0	

$Vc$	52,72	52,72	52,72	52,72	52,72	52,72	52,72
$Vs$	42,57	102,57	92,0	179,04	0,00	164,92	136,70
$Vs < 4Vc$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Estribos

s (código) =	30,0	cm
--------------	------	----

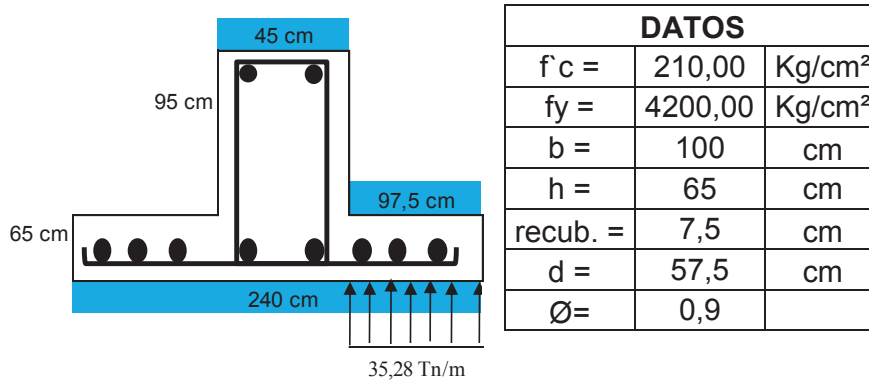
s adoptado	30,0	30,0	15,0	15,0	30,0	30,0	30,0	15,0	15,0	30,0	30,0	30,0
$Av_{min}$ =	1,69	1,69	4,19	3,38	3,38	1,69	3,28	ok	ok	ok	ok	ok
$Av$ =	2,41	2,41	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
$Av > Av_{min}$	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

$\Phi$ =	12	mm
----------	----	----

#ramas	3	4	3	4	3
--------	---	---	---	---	---

## • Diseño del Patín

Acero Transversal en el Patín



$k \text{ balasto} =$	3600	t/m <sup>3</sup>
$\Delta =$	0,0098	m
$\sigma_{\text{diseño}} =$	35,28	t/m <sup>2</sup>
Tomando B =	1,00	m

$M_u =$	16,77	ton.m
$A_s =$	7,84	cm <sup>2</sup>
$\emptyset \text{ barra} =$	16	mm
# varillas =	4,0	u
@ =	25	cm

→ As. Transversal del patín: **1 Ø 16@ 25cm**

## Verificación por Corte en el Patín

$V_u =$	34,40	Ton
Recub. =	5	cm
$\emptyset \text{ barra} =$	25	mm
$\emptyset \text{ estribo} =$	16	mm
$b =$	100	cm
$d =$	57,15	cm

$$\emptyset.V_c \quad > \quad V_u$$

$$\boxed{37,31 \text{ Ton}} \quad > \quad \boxed{34,40 \text{ Ton}}$$

→ OK



## **CAPÍTULO 5**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES**

#### **5.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**

El edificio consta de 3 subsuelos y 10 plantas tipo, cada planta tiene una altura de entrepiso de 3,0 m, lo que da una altura total de 30m medidos desde el nivel de la calle. La estructura es de forma rectangular con dimensiones de 35.0m de largo por 16.0m de ancho para las plantas de entrepiso y de 46.0m de largo por 27.0m de ancho para plantas de subsuelos. La misma está conformada por paredes o muros de hormigón armado y losas macizas.

#### **5.2 ENFOQUE DE DISEÑO SÍSMICO**

En ésta propuesta estructural el edificio es diseñado con una alta resistencia lateral y una baja o moderada ductilidad.<sup>29</sup>

Éste sistema está constituido por muros de corte, y debido a que éstos poseen una alta rigidez pueden absorber gran parte de las fuerza laterales generadas por un sismo, además que proporcionan una resistencia adecuada para soportar cargas verticales. Los muros deben disponerse en las dos direcciones ortogonales y en lo posible distribuirse uniformemente para que cumplan con un adecuado comportamiento sísmico.

#### **5.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES**

##### **5.3.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LOSA**

Aplicando la ecuación 3.1, establecida en el código ACI 318-11, la losa utilizada en ésta propuesta estructural es una losa maciza de  $h=15\text{cm}$ .

---

<sup>29</sup> Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica, La Ingeniería Sismo-resistente.

$$h \text{ mín} = \frac{700(0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 9 * 1.75} = 15\text{cm} > 9\text{cm}$$

### 5.3.2 CARGA MUERTA

El peso propio de las paredes y losas se consideran automáticamente en el modelo ETABS, y la estimación de la sobrecarga se muestra en la tabla 5.1.

**TABLA 5.1 VALORES DE SOBRECARGA APLICADA**

<b>Sobrecarga</b>	<b>Peso kg/m<sup>2</sup></b>
Mampostería de bloque	30
Instalaciones	30
Masillado (2cm)	44
<b>TOTAL</b>	<b>104</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 5.3.3 CARGA VIVA

La determinación de carga viva se hace en base a lo estipulado en el CEC-2001, y su valor se describe en el capítulo 3.

## 5.4 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cálculo del corte basal de diseño V, se determinó mediante las expresiones expuestas en el capítulo 3.

Consideraciones adoptadas para éste sistema

- Factor de Zona

Z=0.4 Factor de zona sísmica en Quito.

- Factor de importancia

I=1 Todas las estructuras de edificación.

- Factores de configuración estructural

$\Phi_P = 1$        $\Phi_E = 1$

- Factor de reducción de respuesta estructural

R=4      Se recomienda adoptar el factor de respuesta 4 en la ecuación del corte basal, porque los muros que conforman la estructura tienen una relación de aspecto baja y la disipación de energía será reducida, por lo tanto el edificio debe resistir en el rango elástico una fuerza sísmica considerablemente mayor que las recomendadas por el código para una estructura aperturada dúctil.<sup>30</sup>

- Factor de suelo

S= 1.2      Perfil de suelo tipo S2, suelos intermedios.

- Periodo

$h_n = 30.0$  m,      Altura del edificio medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0.06$ ,      Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales

Periodo calculado de acuerdo a la ecuación 3.4:

$$T = 0.06 \cdot 30.0^{\frac{3}{4}} = 0.77 \text{ seg}$$

Al modelar el edificio con secciones preliminares se obtuvo un periodo de  $T=0.50$  seg, y al ser éste valor menor al calculado según la ecuación del CEC-2001, se lo adopta para determinar el corte basal.

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 \cdot 1.2^{1.2}}{0.50} \leq 3.0$$

$$C = 3,11$$

Se adopta el valor de  $C_m = 3.0$ , porque el calculado supera los límites.

<sup>30</sup> Placencia P, Comentario personal, 2015.

- Porcentaje del corte basal de la estructura

$$V = \frac{0.4 * 1.0 * 3.00}{4 * 1.0 * 1.0} \cdot W$$

$$V = 30 \% W$$

## 5.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DEL CORTE BASAL

La distribución vertical del corte basal se lo realiza de acuerdo a las ecuaciones 3.5, 3.6, 3.7.

**TABLA 5.2 DISTRIBUCIÓN EN ELEVACIÓN DEL CORTE BASAL**

Nivel	hi(m)	Wi(ton)	Wi x hi	Fx	S
Nv. 27,9	27	634,82	17140,0	427,28	427,28
Nv. 24,8	24	634,82	15235,6	379,80	807,08
Nv. 21,7	21	634,82	13331,1	332,33	1139,40
Nv. 18,6	18	634,82	11426,7	284,85	1424,26
Nv. 15,5	15	634,82	9522,2	237,38	1661,63
Nv. 12,4	12	634,82	7617,8	189,90	1851,53
Nv. 9,3	9	634,82	5713,3	142,43	1993,96
Nv. 6,2	6	634,82	3808,9	94,95	2088,91
Nv. 3,1	3	634,82	1904,4	47,48	2136,38
Nv. 0,0	0	1407,93	0,0	0,00	2136,38
$\Sigma =$		<b>7121,28</b>	<b>85700,16</b>		

ELABORADO POR: Lilibian Barros y Johanna Peñafiel

$$V = 30\% W$$

$$W = 7121.28 \text{ Ton}$$

$$V = 2136.38 \text{ Ton}$$

## 5.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 5.6.1 MODELACIÓN

La modelación se realiza en el software ETABS 2013, y se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- En principio, la estructura se considera empotrada en su base.
- Las losas se consideran diafragmas horizontales semi-rígidos.

- Las paredes se modelan como elementos tipo SHELL.
- Propiedades de los materiales:

#### Hormigón

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2;$$

Esfuerzo de compresión.

$$\gamma = 2,4 \text{ ton/m}^3;$$

Peso específico.

$$E_c = 175000 \text{ kg/cm}^2;$$

Módulo de Elasticidad

#### Acero

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2;$$

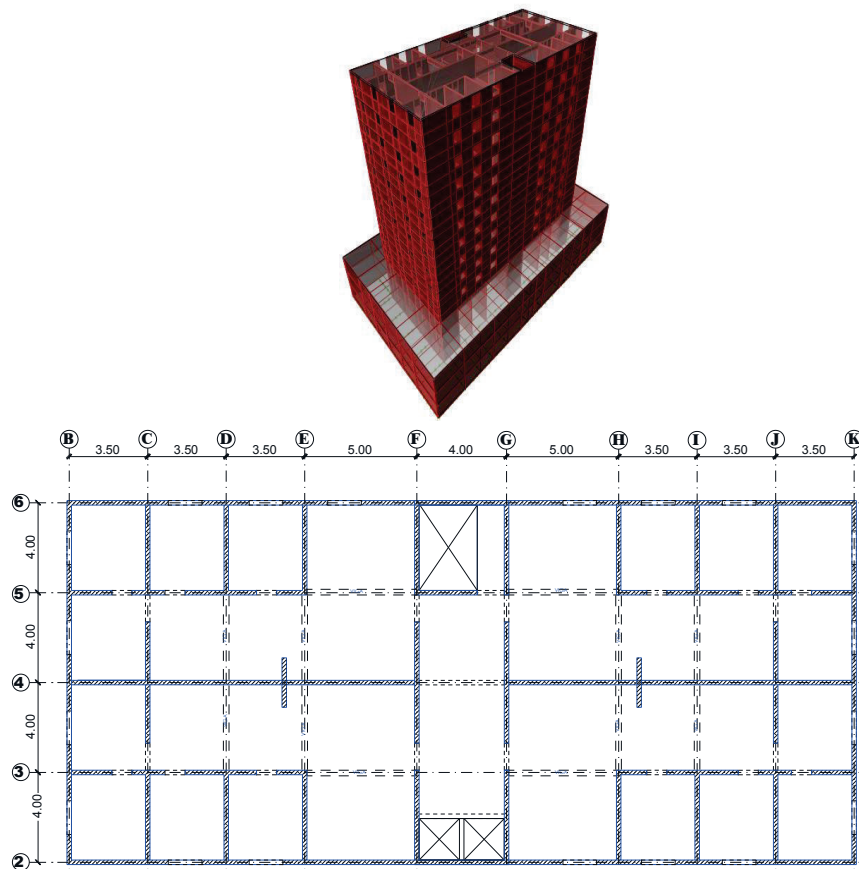
Esfuerzo de fluencia

$$E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2;$$

Módulo de Elasticidad

- Las combinaciones de carga adoptadas para el diseño, son las mencionadas en el capítulo 3.

**FIGURA 5.1** MODELO DEL EDIFICIO DE PAREDES PORTANTES Y PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE PAREDES



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## 5.6.2 REVISIONES GLOBALES

### 5.6.2.1 Modos de vibración

Los modos de vibración se revisaron bajo las mismas consideraciones que en el capítulo 3.

**TABLA 5.3 MODOS DE VIBRACIÓN**

Modos	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,50	0,00	<b>58,11</b>	0,00
2	0,31	<b>61,56</b>	0,00	0,00
3	0,20	0,00	0,00	<b>44,72</b>
4	0,10	0,01	26,02	0,00
5	0,10	26,71	0,00	0,00
6	0,07	0,00	0,00	25,20
7	0,06	0,00	6,32	0,00
8	0,06	0,00	0,38	0,00
9	0,06	5,46	0,00	0,00
10	0,05	0,00	0,00	11,59
11	0,05	0,00	1,67	0,01
12	0,05	0,00	0,00	0,00

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se observa en la tabla los dos modos predominantes son de traslación con **61,56** en la dirección X y **58,11** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **44,72**.

### 5.6.2.2 Derivas de Piso

En función de la ecuación establecida en el CEC-2001, la deriva elástica permisible para éste sistema estructural es la siguiente:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_M}{R} \quad (5.1)$$

$$R = 4$$

$$\Delta_M = 0.02 \text{ (Hormigón armado)}$$

$$\Delta_E = 0.005$$

Donde:

$\Delta_M$  = Deriva Inelástica.

$\Delta_E$  = Deriva Elástica.

En la siguiente tabla se muestran las derivas elásticas máximas por piso, en cada dirección de la estructura. Los valores hallados están dentro de los límites admisibles.

**TABLA 5.4 DERIVAS ELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO**

STORY	DERIVA-X	DERIVA-Y
Nv. +31.0	0,00032	0,0010
Nv. +27.9	0,00035	0,0011
Nv. +24.8	0,00036	0,0011
Nv. +21.7	0,00038	0,0011
Nv. +18.6	0,00039	0,0011
Nv.+15.5	0,00042	0,0011
Nv. +12.4	0,00041	0,0011
Nv. +9.30	0,00041	0,0011
Nv. +6.20	0,00043	0,0011
Nv. +3.10	0,00043	0,0011
Nv. +0.00	0,00040	0,0009
Nv. -3.10	0,00033	0,0008
Nv. -6.20	0,00029	0,0007

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

## 5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento a seguir para el diseño de las paredes o muros portantes, se describe a continuación:

- 1) Relación de aspecto.
- 2) Diseño a flexo-compresión.
- 3) Verificación de esbeltez.
- 4) Diseño a corte.
- 5) Elemento de borde.

### 5.7.1 RELACIÓN DE ASPECTO

El comportamiento de los muros de corte depende de su relación de aspecto, siendo ésta el cociente entre la altura ( $h_w$ ) y la longitud ( $l_w$ ) del muro, puesto que así pueden ser catalogados como muros altos o muros bajos, los cuáles se definieron en el capítulo 4.

#### 5.7.1.1 Muros Estructurales Altos

Cuando la relación de aspecto es mayor a tres

#### 5.7.1.2 Muros Estructurales Bajos

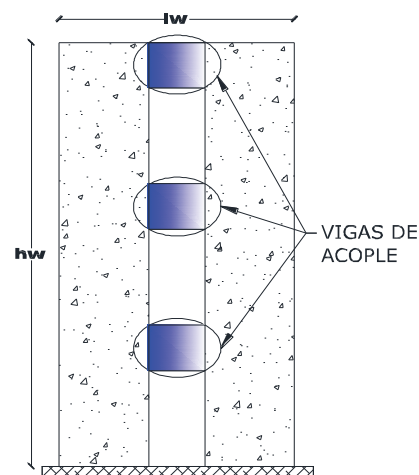
Cuando la relación de aspecto es menor a dos

Además, cabe mencionar que cuando un muro posee aberturas, éste se puede analizar como *Muro acoplado*.

#### 5.7.1.3 Muros Estructurales Acoplados

Los muros acoplados por lo general están determinados por la arquitectura del edificio, ya que por razones funcionales presentan en su geometría aberturas de ventanas, accesos, puertas, entre otras. Lo que ocasiona tener dos muros unidos por elementos denominados como *dinteles* o *vigas de acople*.

**FIGURA 5.2 MURO ACOPLADO**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



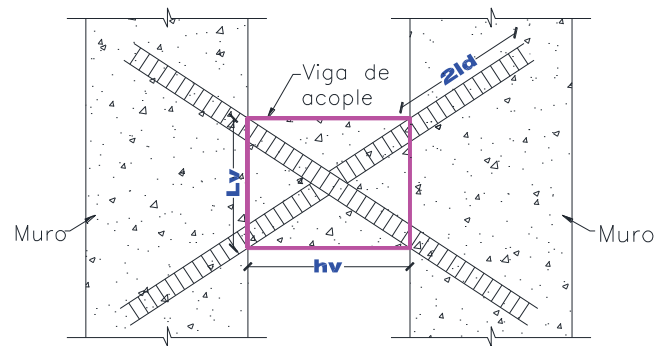
### 5.7.1.3.1 Vigas de acople

Las vigas de acople son aquellos elementos que conectan muros estructurales de hormigón armado. La acción de acoplamiento proporcionada por estas vigas, conlleva a un incremento de rigidez y resistencia lateral en comparación con los muros aislados. Estos elementos pueden actuar como mecanismos de disipación de energía durante un evento sísmico fuerte.

En general, en las vigas de acoplamiento se utilizan barras diagonales combinadas con gran cantidad de refuerzos de confinamiento, para asegurar una adecuada capacidad de deformación durante terremotos fuertes.

Cuando la relación de aspecto de la viga de acople  $\frac{h_v}{l_v} < 2$ , los muros unidos mediante éste elemento estructural van a actuar como un solo cuerpo, y por el contrario cuando la relación  $\frac{h_v}{l_v} \geq 3$ , dichos muros actuarán como cuerpos individuales.<sup>31</sup>

**FIGURA 5.3 VIGA DE ACOPLE**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

FUENTE: EPN, Hormigón III, Notas de Clase.

### 5.7.2 DISEÑO A FLEXO - COMPRESIÓN

El refuerzo vertical se diseña mediante los diagramas de interacción, y el procedimiento consiste en colocar en el muro el acero vertical mínimo y posteriormente verificar si las fuerzas axiales y momentos actuantes en el

<sup>31</sup> Placencia P, Apuntes de Hormigón Armado III, 2011.

elemento cumplen con estar dentro de la curva de capacidad, porque de no ser así se debe aumentar el área del refuerzo vertical.

Consideraciones adoptadas en el diseño según el código ACI 318-11.

Cuantía del refuerzo mínimo de acero en muros portantes

$$A_{s\text{mín vertical}} = 0.0025 \cdot A_{\text{horizontal}} \quad (5.2)$$

$$A_{s\text{mín horizontal}} = 0.0025 \cdot A_{\text{vertical}} \quad (5.3)$$

Donde:

A horizontal= Espesor del muro por 1 m de ancho.

A vertical= Espesor del muro por 1 m de ancho.

### 5.7.3 FACTOR DE REDUCCIÓN POR LOS EFECTOS DE EXCENTRICIDAD Y ESBELTEZ

El cálculo del factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez (FE) según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), se lo realiza con el fin de evitar una posible falla por inestabilidad del muro, ya que al afectar la capacidad axial con dicho factor, se puede limitar la carga máxima a aplicar.

Como su nombre lo establece (FE) es un factor de reducción de capacidad, por lo tanto se debe cumplir la condición:  $P_u - M_u \leq FE \phi P_n - \phi M_n$ . En caso de no cumplirse dicha condición se procede a aumentar la sección del muro, ya que de ninguna manera puede producirse un efecto de pandeo en el elemento.

A continuación se presentan las ecuaciones para determinar el factor de reducción, el cual está en función de varios parámetros.

- **Muro sin arriostramiento**

En el caso de los muros sin arriostramiento, los efectos de esbeltez son más críticos, y por lo tanto los factores de reducción son más rigurosos. Dependiendo de la ubicación de los muros se pueden definir dos valores de (FE), y éstos se muestran a continuación:

**TABLA 5.5 FACTORES FE PARA MUROS EXTERIORES E INTERIONES**

Característica del Muro	Factor FE
Exterior	$\leq 0.6$
Interior	$\leq 0.7$

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Estos valores pueden ser adoptados siempre y cuando se cumpla con las siguientes condiciones a la vez:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;
- b) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que  $t/6$  y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
- c) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro,  $H / t$ , no debe exceder de 20.

Sin embargo, de no cumplirse con las condiciones anteriormente mencionadas, también se presenta una ecuación para calcular los valores de FE. Entonces, el valor utilizado será el menor calculado entre dicha ecuación y los valores establecidos en la tabla 5.5.

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left(1 - \frac{kH}{30t}\right)^2 \quad (5.4)$$

Donde:

$F_E$ : Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

$e'$ : excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a  $t / 25$

$k$ : factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio, que se muestra en la Tabla 5.6.

t: espesor del muro en análisis.

H: altura libre entre elementos que dan apoyo lateral al muro.

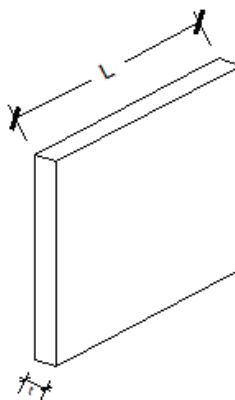
**TABLA 5.6** FACTORES DE ALTURA EFECTIVA (k)

k	Criterio
2	Muros sin restricción al desplazamiento
1	Muros apoyados en sus extremos por losas
0.8	Muros limitados por dos losas continuas a cada lado del muro

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

En la siguiente figura se muestra un muro que no posee algún elemento que lo rigidice transversalmente.

**FIGURA 5.4** MURO NO ARRIOSTRADO



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

- **Muro con arriostramiento**

Un muro se considera arriostrado si existen elementos que restringen su deformación lateral como muros transversales, contrafuertes, columnas o columnas de confinamiento. En este caso, para el cálculo de FE se presenta la siguiente ecuación:

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left(1 - \frac{kH}{30t}\right)^2 \left(1 - \frac{H}{L'} + \frac{H}{L}\right) \leq 0.9 \quad (5.5)$$

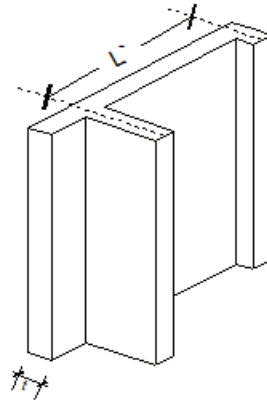
Donde:

Además de los parámetros definidos para la ecuación 5.4, se define  $L'$ :

$L'$ : es la longitud de arriostramiento, es decir la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro.

En la siguiente figura se muestra un muro con arriostramiento transversal.

**FIGURA 5.5 MURO ARRIOSTRADO**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 5.7.4 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño a corte de estos muros se realiza cumpliendo con la siguiente expresión, puesto que el cortante último de cálculo puede ser superado por el cortante generado por una fuerza sísmica más grande que la utilizada para el diseño de éste edificio<sup>32</sup>.

$$V_u \leq \phi V_n \leq V_{n\text{máx}} \quad (5.6)$$

$$V_{u\text{DISEÑO}} \geq V_{u\text{CALCULO}} \quad (5.7)$$

$$V_{u\text{DISEÑO}} = \phi V_n = 0.6 V_n \quad (5.8)$$

$$0.6 V_n \geq V_{u\text{CALCULO}} \quad (5.9)$$

$$\rightarrow 0.85 V_n \geq 1.43 V_{u\text{CALCULO}} \quad (5.10)$$

Una vez calculado el cortante de diseño se procede a diseñar el refuerzo horizontal, y para esto se emplean las siguientes expresiones:

<sup>32</sup> Placencia P , Apuntes de Hormigón Armado III, 2011

$$V_{n\text{máx}} = 2.65 \cdot \bar{f}'_c \cdot bw \cdot d \quad (5.11)$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot A_{cv} (\alpha_c \cdot \bar{f}'_c \cdot bw \cdot d + \rho_s \cdot f_y) \quad (5.12)$$

$$A_{cv} = l_{\text{TOTAL}} \cdot bw \quad (5.13)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{bw \cdot s} \quad (5.14)$$

Donde:

$A_{cv}$ : Área bruta de concreto, definida por el ancho del alma y la longitud de la sección.

$bw$ : Ancho del alma

$d$ : Altura efectiva del diafragma

$\rho_s$ : Cuantía de acero

## 5.7.5 ELEMENTOS DE BORDE

### 5.7.5.1 Requerimiento del elemento de borde

Si los esfuerzos de compresión inducidos por las cargas mayoradas incluido el sismo, superan  $0.2f'_c$  se requiere de elemento de borde.

El hormigón debe confinarse en donde los esfuerzos de compresión calculados excedan un valor crítico nominal igual a  $0.2f'_c$ .

El esfuerzo de compresión máximo se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot \bar{y}}{I} \quad (5.15)$$

Donde:

$P_u$ = Carga axial última

$A$ = Área de la sección

$M_u$  = Momento último

$\bar{y}$  = Distancia desde el centro de gravedad a la fibra extrema en compresión

$I$  = Inercia de la sección

Una vez establecido el requerimiento del elemento de borde, se debe cumplir con las ecuaciones 4.20 y 4.21.

#### **5.7.5.2 Confinamiento en elementos de borde**

“Un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En éste caso la falla se caracteriza por el aplastamiento y el desprendimiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro. El confinamiento debe extenderse sobre la zona de la articulación plástica”<sup>33</sup>.

“Aun cuando el muro se confine, es probable que pueda fallar por inestabilidad lateral del núcleo confinado. Esta falla puede evitarse si se colocan patines en los extremos del muro”<sup>33</sup>.

#### **5.7.5.3 Secciones de Muro tipo L,T, o C**

“Donde las secciones de muro se intercepten para generar formas L, T, o C, o secciones transversales de otra forma, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos de ala apropiados. Los ensayos muestran que el ancho efectivo del ala aumenta con niveles crecientes de desplazamiento lateral y que la efectividad del ala en compresión es diferente del ala en tracción”.<sup>34</sup>

##### **5.7.5.3.1 Cálculo del Ancho Efectivo**

El ancho efectivo cuando el ala está tensionada se puede calcular de acuerdo a la siguiente expresión<sup>35</sup>:

$$b_{ef} = h_w + b_w \leq b \quad (5.16)$$

<sup>33</sup> Alcocer S, Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, 1995.

<sup>34</sup> American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-11). U.S.A, 2011.

<sup>35</sup> Paulay T, and Priestley N, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, pp 369, 1991.

Cuando el ala está comprimida, el ancho efectivo se puede obtener con la expresión que se muestra en seguida<sup>36</sup>:

$$b_{ef} = 0.3h_w + b_w \leq b \quad (5.17)$$

Donde:

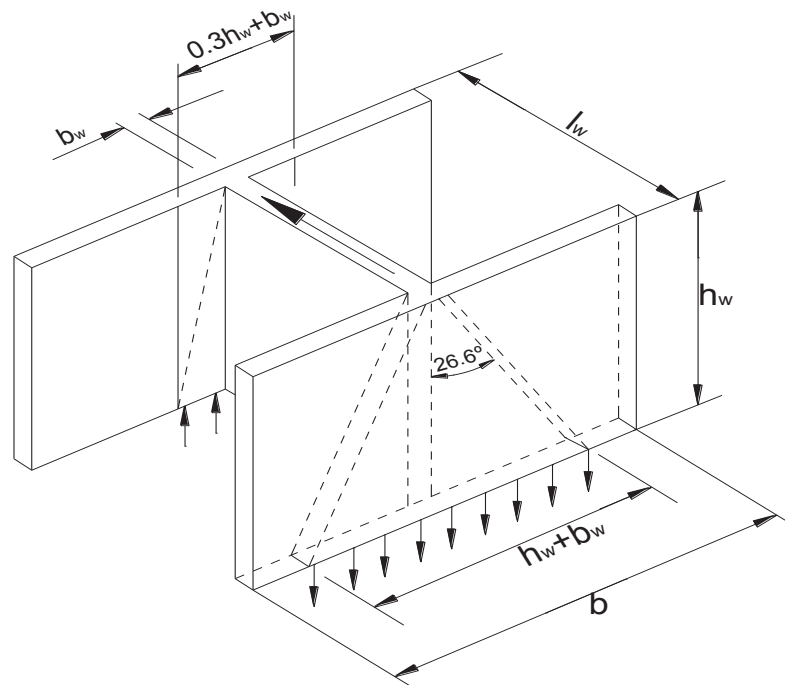
$b_{ef}$  = ancho efectivo.

$h_w$  = altura total del muro.

$b_w$  = espesor del alma.

$b$  = ancho del muro.

**FIGURA 5.6** ESTIMACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO DEL ALA EN UN MURO ESTRUCTURAL



FUENTE: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”

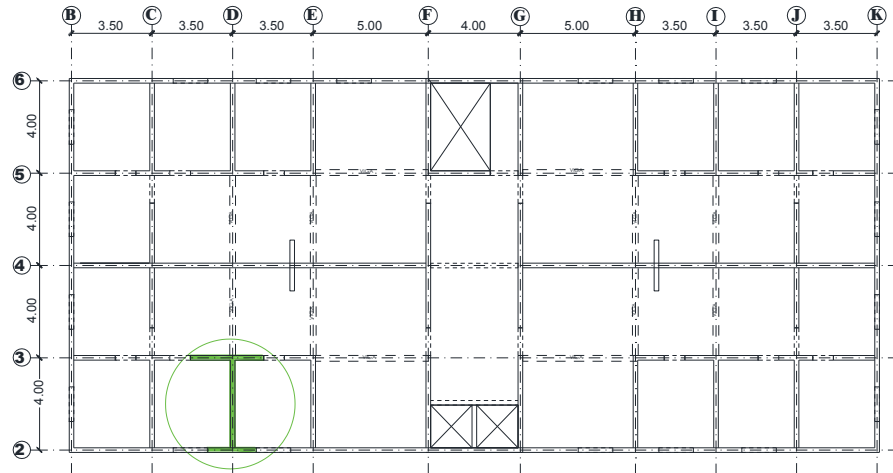
<sup>36</sup> Paulay T. and Priestley N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, pp 369, 1991.



### 5.7.6 EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO EJE D

A continuación se realiza el diseño del muro del Eje D en la planta baja. Es preciso mencionar que para el diseño de los demás muros el procedimiento es similar al descrito para éste.

**FIGURA 5.7 UBICACIÓN DEL MURO EJE D**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 1) Relación de aspecto

$$\frac{H}{L} = \frac{30.0}{4.0} = 7.5$$

Se trata de un muro alto, porque la relación de aspecto es mayor a 3.

#### 2) Diseño a flexo compresión

A continuación se muestra los valores de momento y axial obtenidos del análisis estructural y en la tabla No. los valores de esfuerzos máximos y mínimos para cada una de las combinaciones de carga.

	M (ton.m)	P(ton)
Muerta(D)	-6.0	-160.0
Viva(L)	-2.0	-29.5
Sismo x (Sx)	13.0	75
Sismo y (Sy)	223	151

Comb. de Carga	M	P	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
	(Ton m)	(Ton)	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )
1	-11.8	-274.2	175.0	163.4
2	9.4	-100.4	66.6	57.4
3	-27.1	-310.8	205.2	178.5
<b>4</b>	<b>303.91</b>	<b>6.17</b>	153.2	<b>-145.6</b>
<b>5</b>	<b>-321.6</b>	<b>-417.4</b>	<b>415.8</b>	99.5
6	13.2	-36.8	29.2	16.2
7	-24.0	-251.3	166.9	143.3
8	313.5	71.9	198.5	-109.7
9	-324.3	-359.9	381.6	62.7

Datos para el diseño a flexo-compresión:

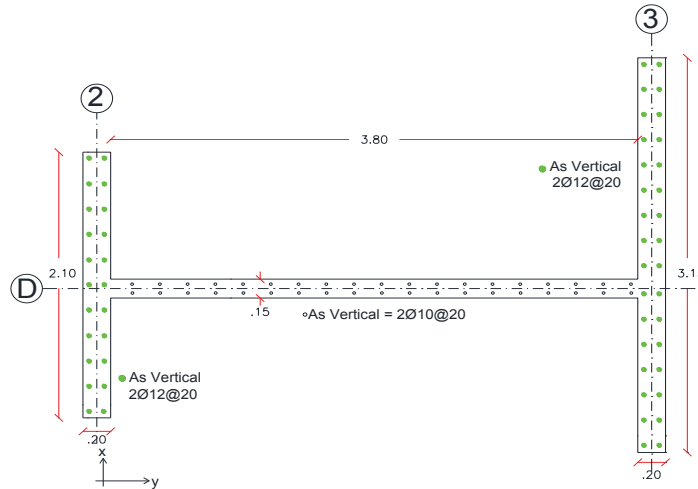
Datos del Muro eje D (alma):		
bw =	15	cm
h =	380	cm
b =	100	cm
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>

As vertical			
As mín/m	3,75	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mín/m	1,88	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mínimo	1Φ10@40		
As asignado	1Φ10@20		

Datos del Muro eje 2 (Ala):			
b =	20	cm	
h =	210	cm	
As vertical			
As mín/m =	5,0	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mín/m =	2,5	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mín =	1 Ø10@30		
As. asignado	1 Ø12@20		

Datos del Muro eje 3 (Ala):			
b =	20	cm	
h =	315	cm	
As vertical			
As mín/m =	5,0	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mín/m =	2,5	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mín =	1 Ø10@30		
As. asignado	1 Ø12@20		

**FIGURA 5.8** ARMADO LONGITUDINAL DEL MURO EJE D



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

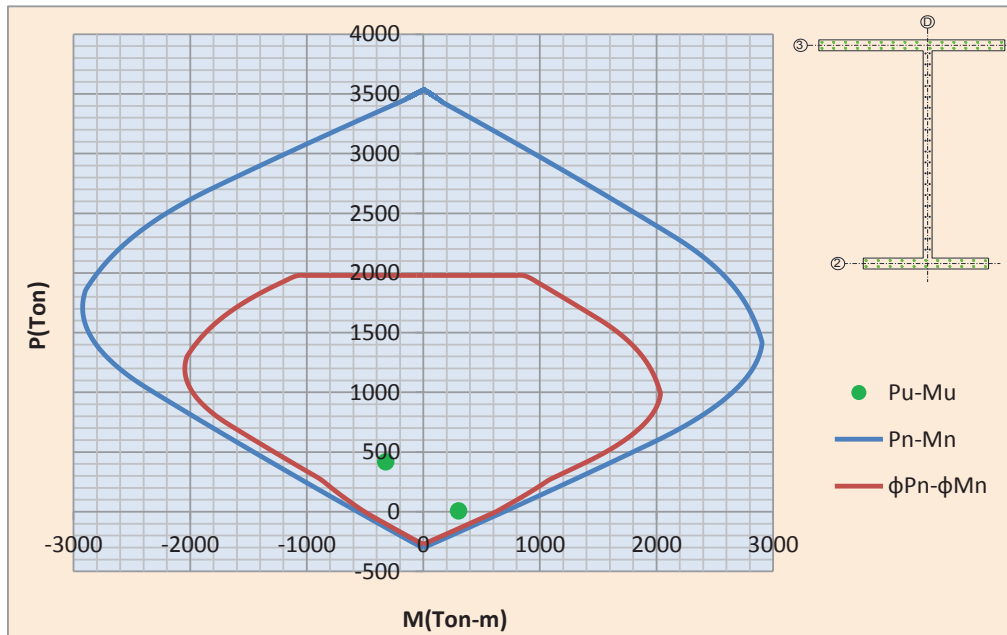
Diagrama de Interacción

Solicitaciones para el diseño

<b>Esfuerzo Máximo</b>	$P_u =$	-417.39	ton
	$M_u =$	-321.61	ton.m

<b>Esfuerzo Mínimo</b>	$P_u =$	6.17	ton
	$M_u =$	303.91	ton.m

**GRÁFICO 5.1** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE D



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Al estar las solicitaciones  $P_u$ - $M_u$ , dentro de la curva de capacidad  $\phi P_u$ -  $\phi M_u$ , el diseño del refuerzo longitudinal se acepta como válido.

### 3) Verificación de esbeltez

Se analiza la esbeltez del muro eje D, el cual es un muro interior arriostrado, por lo tanto se utiliza la ecuación 5.5, para el cálculo del factor de esbeltez (FE).

Datos:

$$t = 0.15 \text{ m}$$

$$H = 2.85 \text{ m}$$

$$L' = 3.8 \text{ m}$$

$$k = 0.8$$

Los valores de carga axial y momento para éste muro son establecidos de acuerdo a la envolvente.

$$P_u = 258 \text{ ton}$$

$$M_{u2} = 1.8 \text{ ton-m}$$

Excentricidad

$$e = \frac{M_{u2}}{P_u} \quad (5.18)$$

$$e = \frac{1.80}{258} = 0.0070 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación 5.6,

$$e' = e + \frac{t}{25} \quad (5.19)$$

$$e' = 0.0070 + \frac{0.15}{25} = 0.013$$

$$FE_{cal} = 1 - \frac{2 \cdot (0.013)}{0.15} \cdot 1 - \frac{0.8 \cdot 2.85^2}{30 \cdot 0.15} \cdot 1 - \frac{2.85}{3.80} + \frac{2.85}{3.80} = 0.93$$

→ Debido a que  $FE_{cal}$  es mayor a 0.9, el muro analizado no tiene problemas de esbeltez.

#### 4) Diseño a corte

##### Muro eje D (Alma)

Vnmáx=	175,11	ton
Vu diseño =	132,13	ton
Øhoriz =	10	mm
s =	20	cm
Acv =	5700	cm <sup>2</sup>
ρs =	0,0052	
φ Vn =	143,76	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Φ10@20</b>	

Vu diseño &lt; Vn máx →Ok

Vu diseño &lt; φVn &lt; Vn máx →Ok

##### Muro eje 2 (Ala)

Vnmáx=	129,03	ton
Vu diseño=	97,50	ton
Øhoriz =	12	mm
s =	20	cm
Acv =	4200	cm <sup>2</sup>
ρs =	0,0057	
φ Vn =	112,21	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Φ12@20</b>	

Vu diseño &lt; Vn máx →Ok

Vu diseño &lt; φVn &lt; Vn máx →Ok

##### Muro eje 3 (Ala)

Vnmáx=	193,55	ton
Vu diseño =	111,54	ton
Øhoriz =	10	mm
s =	20	cm
Acv =	6300	cm <sup>2</sup>
ρs =	0,0039	
φ Vn =	129,45	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Φ10@20</b>	

Vu diseño &lt; Vn máx →Ok

Vu diseño &lt; φVn &lt; Vn máx →Ok

#### 5) Elemento de borde o cabezal

Los muros del eje 2 y eje 3, son los elementos de borde del muro eje D, por lo tanto se procede a verificar si requieren o no de confinamiento.

Datos:

$$A = 1.62 \text{ m}^2$$

$$I = 4.78 \text{ m}^4$$

$$\bar{y} = 2.35 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.2 f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{417.39}{1.62} + \frac{(321.61) \cdot 2.35}{4.78} = 415.77 \text{ ton/m}^2 = 41.58 \text{ kg/cm}^2$$

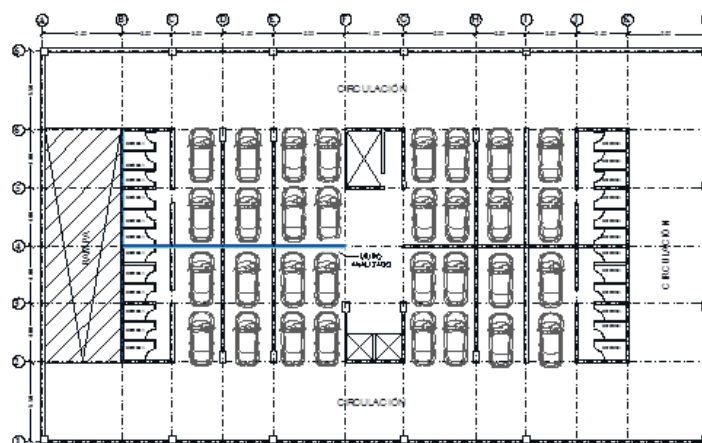
$41.58 < 42 \rightarrow$  No requiere elemento especial de borde.

Los bordes del muro no necesitan confinamiento debido a que los esfuerzos de compresión a los que están sometidos son bajos.

### 5.7.7 EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO EJE 4

A continuación se realiza el cálculo y diseño del muro Eje 4, en el Subsuelo 3.

**FIGURA 5.9 UBICACIÓN DEL MURO EJE 4**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 1) Relación de aspecto

$$\frac{H}{L} = \frac{30.00}{15.50} = 1.94$$

Se trata de un muro bajo, porque la relación de aspecto es menor a 2.

#### 2) Diseño a flexo compresión

A continuación se muestra los valores de momento, axial obtenidos del análisis estructural y los valores de esfuerzos máximos y mínimos para cada una de las combinaciones de carga.

	M (ton.m)	P(ton)
Muerta(D)	-1801.00	1133
Viva(L)	-214.00	136
Sismo x (Sx)	2276	-665
Sismo y (Sy)	-3.6	-2

Comb. de Carga	M(Ton m)	P(Ton)	$\sigma_{m\acute{a}x}(\text{ton}/\text{m}^2)$	$\sigma_{m\acute{i}n}(\text{ton}/\text{m}^2)$
1	-2885.20	1817.40	505.27	73.52
2	1028.19	430.39	145.46	-8.40
<b>3</b>	<b>-5355.99</b>	<b>2295.71</b>	<b>766.31</b>	<b>-35.19</b>
4	-2168.95	1360.25	378.89	54.31
5	-2158.85	1365.86	379.02	55.96
<b>6</b>	<b>1633.78</b>	<b>68.75</b>	133.19	<b>-111.30</b>
7	-4875.58	1970.65	678.60	-51.01
8	-1626.05	1016.84	283.58	40.25
9	-1615.75	1022.56	283.72	41.93

- Datos para el dise˜no a flexo-compresi3n

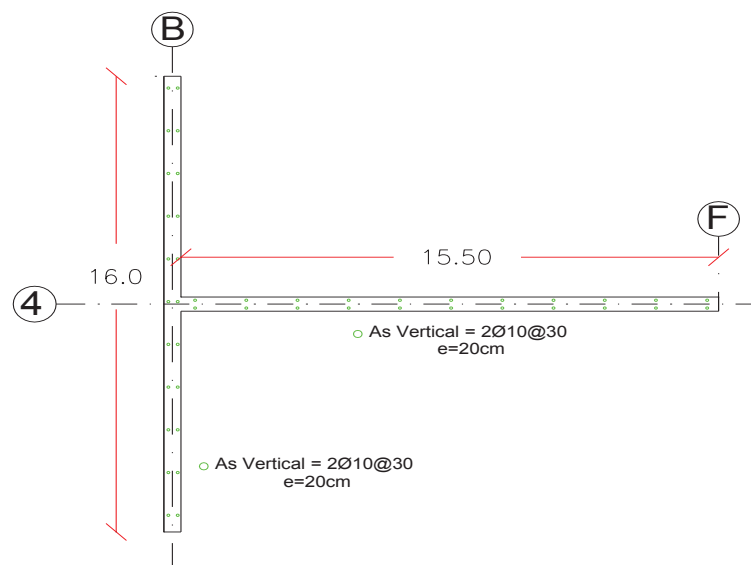
Muro eje 4 (Alma):		
bw =	20	cm
h =	1550	cm
b =	100	cm
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f'c =	210	kg/cm <sup>2</sup>

Muro eje B (Ala):		
bw =	20	cm
h =	1600	cm
b =	100	cm

As vertical			
As mın/m	5,0	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mın/m	2,50	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mınimo	1Φ10@30		
As asignado	1Φ10@30		

As vertical			
As mın/m	5,0	cm <sup>2</sup> /m	2 capas
As mın/m	2,50	cm <sup>2</sup> /m	c/capa
As mınimo	1Φ10@30		
As asignado	1Φ10@30		

**FIGURA 5.10** ESQUEMA DEL ARMADO LONGITUDINAL DEL MURO EJE 4



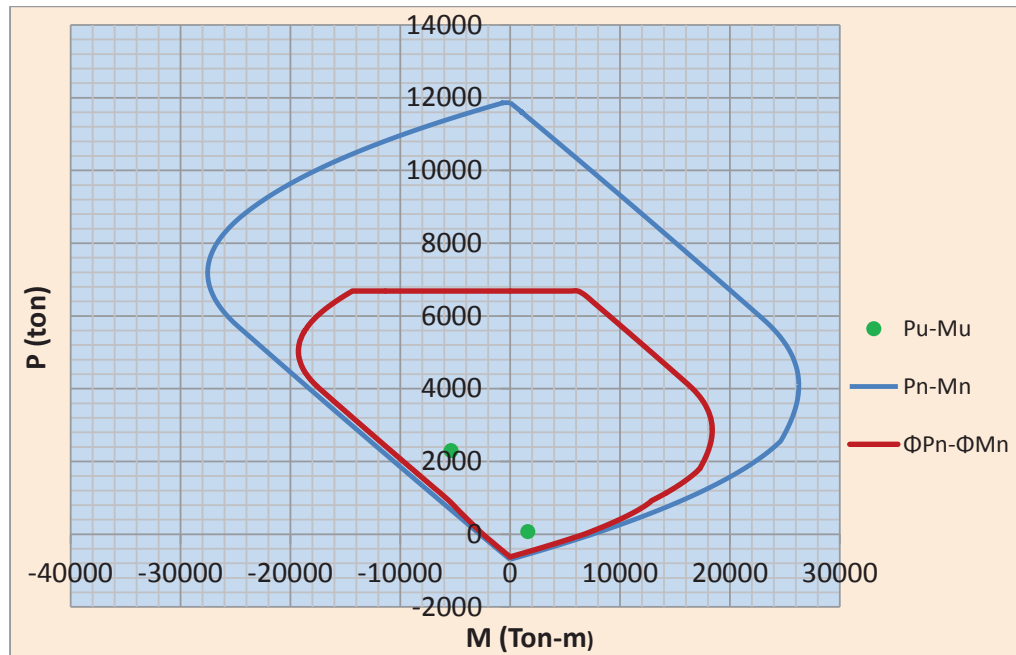
ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Pe˜aafiel

Diagrama de Interacción

Solicitaciones para el diseño

<b>Esfuerzo Máximo</b>	Pu =	2295.71	ton	<b>Esfuerzo Mínimo</b>	Pu =	68.75	ton
	Mu =	-5356.0	ton.m		Mu =	1633.78	ton.m

**GRÁFICO 5.2** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE 4



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Al estar las solicitaciones Pu-Mu, dentro de la curva de capacidad  $\phi P_u - \phi M_u$ , el diseño del refuerzo longitudinal se acepta como válido.

### 3) Verificación de esbeltez

Se analiza la esbeltez del muro interior eje 4, en el cual la longitud de arriostamiento más grande es 5m, por lo tanto se utiliza la ecuación 5.5, para el cálculo del factor de esbeltez (FE).

Datos:

$t = 0.20$  m

$H = 2.85$  m

$L' = 5.0$  m

$k = 0.8$



Los valores de carga axial y momento para éste muro son obtenidos de acuerdo a la envolvente.

$$P_u = 688 \text{ ton}$$

$$M_{u2} = 1.05 \text{ ton-m}$$

Excentricidad

$$e = \frac{1.05}{688} = 0.0015 \text{ m}$$

Se calcular e`:

$$e' = 0.0015 + \frac{0.20}{25} = 0.0095$$

Para el cálculo de FE se aplica la ecuación 5.5:

$$FE_{cal} = 1 - \frac{2 \cdot (0.0095)}{0.20} \cdot 1 - \frac{0.8 \cdot 2.85^2}{30 \cdot 0.20} \cdot 1 - \frac{2.85}{5.0} + \frac{2.85}{5.0} = 0.90$$

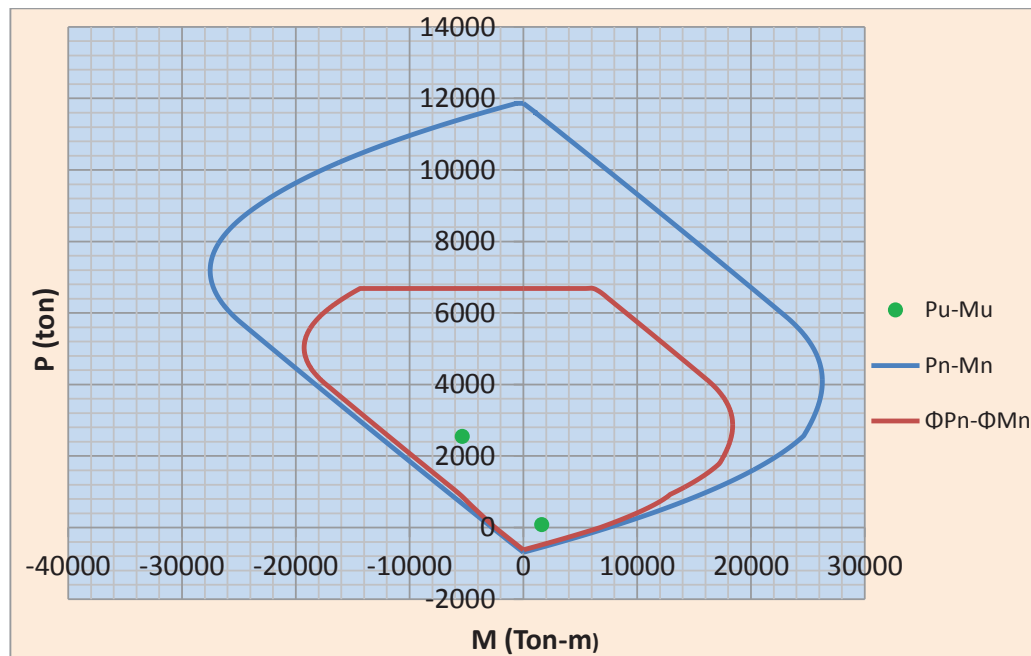
$$FE_{cal.} = 0.90 \leq 0.90$$

$$\rightarrow FE = 0.90$$

Una vez calculado FE, se procede a modificar la sollicitación axial del muro. Por lo tanto, los valores quedan de la siguiente manera:

<b>Esfuerzo Máximo</b>	$P_{u \text{ FE}} =$	2550.79	ton
	$M_u =$	-5356	ton.m
<b>Esfuerzo Mínimo</b>	$P_{u \text{ FE}} =$	76.39	ton
	$M_u =$	1633.78	ton.m

**GRÁFICO 5.3** DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DEL MURO EJE 4 - CARGA AXIAL AFECTADA POR EL FACTOR FE



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Al estar las solicitaciones  $P_{FE}^{Pu} - M_u$ , dentro de la curva de capacidad  $\Phi P_u - \Phi M_u$ , el diseño del refuerzo longitudinal y espesor asignado se aceptan como válidos.

#### 4) Diseño a corte

Muro eje 4 (Alma)

Vnmáx=	952.37	ton
Vu diseño =	624.91	ton
Øhoriz =	10	mm
s =	20	cm
Acv =	31000	cm <sup>2</sup>
ρs =	0.0039	
φ Vn =	636.98	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Φ10@20</b>	

Vu diseño < Vn máx → Ok

Vu diseño < φVn < Vn máx → Ok

*Muro eje B (Ala)*

Vnmáx=	983.10	ton
Vu diseño=	543.40	ton
Øhoriz =	10	mm
s =	20	cm
Acv =	32000	cm <sup>2</sup>
ρs =	0,0039	
φ Vn =	657.53	ton
<b>Ref. horiz.=</b>	<b>2Φ10@20</b>	

Vu diseño &lt; Vn máx →Ok

Vu diseño &lt; φVn &lt; Vn máx →Ok

**5) Elemento de borde****a) Análisis cuando el ala está en tensión**

En este caso el ancho efectivo calculado de acuerdo a la ecuación 5.16, es:

$$h_w = 30\text{m}$$

$$b_w = 0.2\text{m}$$

$$b = 16\text{m}$$

$$b_{\text{EFECTIVO}} = h_w + b_w \leq b$$

$$b_{\text{EFE.CALCULADO}} = 30 + 0.2 = 30.2 \text{ m}$$

Como el ancho efectivo calculado es mayor que el ancho total del muro, entonces se adopta:

$$b_{\text{EFECTIVO}} = 16 \text{ m}$$

*Requerimiento del elemento de borde*

Datos del muro eje 4 (Alma):

$$A = 6.28 \text{ m}^2$$

$$I = 159.11 \text{ m}^4$$

$$\bar{y} = 11.74 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.2 f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo se obtiene con la ecuación 5.15:

$$\sigma_{\max} = \frac{2295.71}{6.28} + \frac{(5356.0) \cdot 11.74}{159.11} = 760.75 \text{ ton/m}^2 = 76.08 \text{ kg/cm}^2$$

76.08 > 42 → Requiere elemento de borde

Se aplica la ecuación 4.21, para calcular el valor de la fuerza de compresión a la cual está sometido el elemento de borde, tanto para esfuerzo máximo como para esfuerzo mínimo.

Esfuerzo Máximo

$$P_{u\text{Elemento de borde}} = \frac{2295.71}{2} + \frac{5355.99}{15.5} = 1493.40 \text{ ton}$$

Esfuerzo Mínimo

$$P_{u\text{Elemento de borde}} = \frac{68.75}{2} + \frac{1633.78}{15.5} = 139.78 \text{ ton}$$

El cabezal será diseñado con la mayor fuerza de compresión:

$$P_{u\text{Elemento de borde}} = 1493.40 \text{ ton}$$

- Diseño del elemento de borde:

Datos:		
b=	75	cm
h=	150	cm
<b>As vertical</b>		
As mín =	112.5	cm <sup>2</sup>
As mín var.=	24 Ø25	
As. asignado =	32Ø25	

- Verificación del elemento de borde

Se realiza una revisión al elemento de borde, con el objeto de verificar si tiene suficiente capacidad a compresión.

Se aplica la ecuación 4.20:  $Pu_{\text{CABEZAL}} \leq 0.56 \cdot P_o$

$Pu_{\text{CABEZAL}} =$	1493.40	ton
$P_o =$	2667.86	ton
$0.56 P_o =$	1494.00	ton

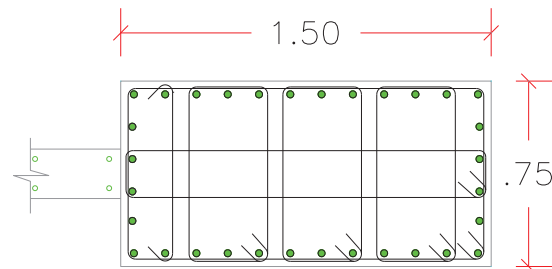
$0.56P_o > Pu_{\text{cabezal}} \rightarrow \text{Ok}$

- Confinamiento del elemento de borde

Ramas cortas		
s =	10	cm
Ash1 =	2.84	cm
Ash2 =	6.44	cm
$\phi$ estribo:	10	mm
#ramas:	9	

Ramas largas		
s =	10	cm
Ash1 =	1.35	cm
Ash2 =	3.06	cm
$\phi$ estribo:	10	mm
#ramales:	4	

**FIGURA 5.11 CONFINAMIENTO DEL ELEMENTO DE BORDE**



**As. Longitudinal:** 32 $\phi$ 25

**As. Transversal:** 6estribos 10@10cm

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### b) Análisis cuando el ala está en compresión

En éste caso el ancho efectivo calculado de acuerdo a la ecuación 5.17, es:

$$h_w = 30\text{m}$$

$$b_w = 0.2\text{m}$$

$$b = 16\text{m}$$

$$B_{\text{EFECTIVO}} = 0.3h_w + b_w \leq b$$

$$B_{\text{EFE.CALCULADO}} = 9 + 0.2 = 9.2 \text{ m}$$

$$B_{\text{EFECTIVO}} = 9.2 \text{ m}$$

### Requerimiento del elemento de borde

El muro del eje B es el elemento de borde del muro eje 4, por lo tanto se procede a verificar si requiere o no de confinamiento.

Datos:

$$A = 6.28 \text{ m}^2$$

$$I = 159.11 \text{ m}^4$$

$$\bar{y} = 3.96 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.2 f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo se obtiene con la ecuación 5.15:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2295.71}{6.28} + \frac{(5356.0) \cdot 3.96}{159.11} = 498.86 \text{ ton/m}^2 = 49.88 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede observar en éste análisis el esfuerzo máximo de compresión supera ligeramente  $0.2f'c$ , pero debido a que el muro no se está agotando en flexión no se confina la sección comprimida, y se acepta éste resultado como válido. (Ver conclusiones).

## 5.8 LOSAS

Para el diseño de losas se utiliza el método del nervio continuo debido a que se trata de una losa bidireccional y de forma rectangular apoyada sobre paredes de hormigón. Dicho método utiliza tablas de coeficientes (en este caso la tabla 12.6 de Nilson), para la repartición de la carga uniformemente distribuida sobre la losa, y una vez hallados los coeficientes se calcula el valor de la carga por 1 m de ancho.

Consideraciones adoptadas según ACI 318-11.

La separación del refuerzo principal no debe ser mayor de 2 veces el espesor de la losa, ni mayor a 45cm.

El refuerzo de la losa está limitado por:

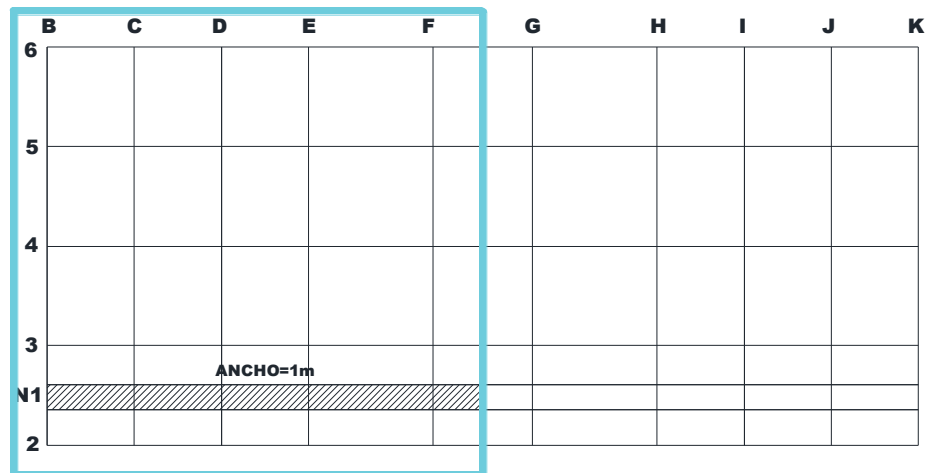
$$A_{s_{\text{min}}} = 0,0018 \cdot b \cdot h \quad (5.20)$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,107 \cdot b \cdot h \quad (5.21)$$

### 5.8.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA DE ENTREPISO

A continuación se presenta el diseño de una losa tipo de entrepiso, y como ejemplo explicativo se muestra el cálculo del N1 (Nervio1), en la dirección X.

**FIGURA 5.12 UBICACIÓN DEL NERVIO 1**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

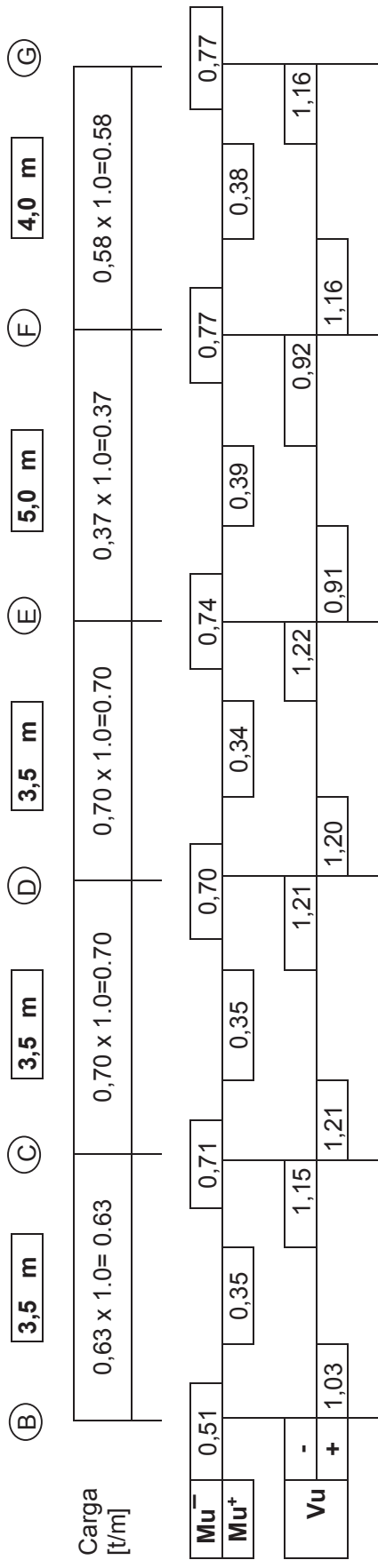
Se analiza la mitad de la losa de entrepiso debido a que es simétrica con respecto al eje vertical.

Datos:

Carga muerta=	0,464	t/m <sup>2</sup>
Carga viva=	0,2	t/m <sup>2</sup>
Wu=	1,0	t/m <sup>2</sup>

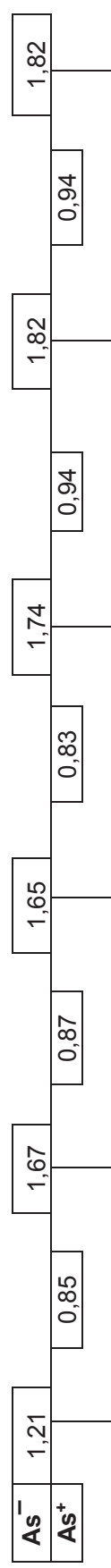
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f'_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0,9	flexión
$b =$	100	cm
$h =$	15	cm
$\rho_{\text{máx}} =$	0,0107	
$\rho_{\text{min}} =$	0,0018	
As min=	1,35	cm <sup>2</sup> /capa
As máx=	8,03	cm <sup>2</sup> /capa

• **Diseño a flexión**  
**NERVIO 1**



**FRANJA DE TRAMO**

**Acero Diseño**

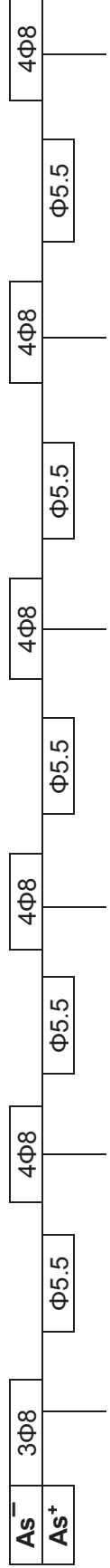


**$As_{min} \leq As \text{ Diseño} \leq As_{max}$**





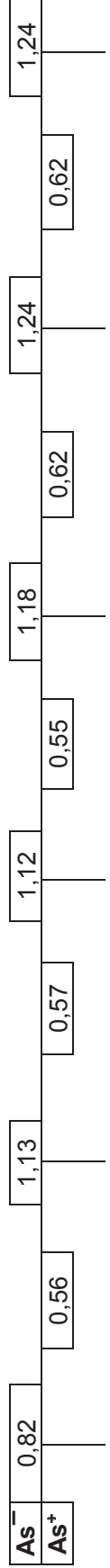
As Colocado [# Varillas]



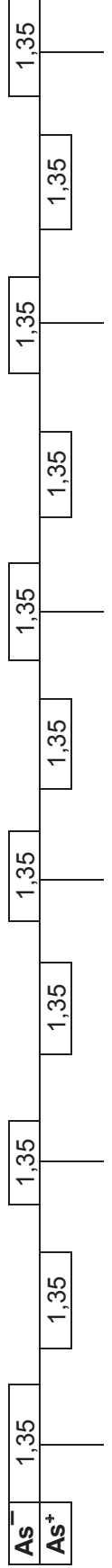
El refuerzo inferior es una malla electrosoldada de 5.5mm@15, con un área de 1.58cm<sup>2</sup>. Además se adiciona una varilla de 8mm cada 40cm, en la parte central de todos los vanos.

FRANJA DE COLUMNA

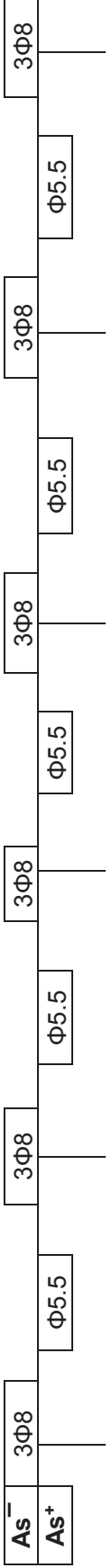
Acero Diseño



$As_{min} \leq As_{Diseño} \leq As_{max}$



As Colocado [# Varillas]



El acero de refuerzo inferior es una malla electrosoldada de 5.5mm@15, con un área de 1.58cm<sup>2</sup>

- **Diseño a Corte**

Ancho del nervio = 100cm

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 7,18 \text{ ton} \\ V_u &= 1,22 \text{ ton} \quad V_u < \Phi V_c \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

## 5.9 CIMENTACIÓN

Se diseña la cimentación bajo los mismos criterios establecidos en el capítulo 3.

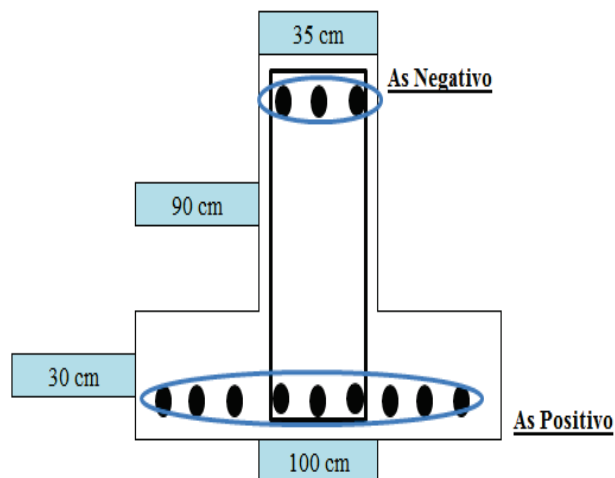
Consideraciones adoptadas:

- El esfuerzo admisible del suelo es:  $\sigma_{adm.} = 30 \text{ T/m}^2$ ;
- Coeficiente de Balasto:  $K_b = 3600 \text{ T/m}^3$

### 5.9.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE CIMENTACIÓN

Se presenta a continuación el diseño de la viga de cimentación del Eje F:

- **Diseño a Flexión del Alma**



<b>Sección</b>	b=	100	cm
	h=	120	cm
	bw=	35	cm
	recubr.=	7,5	cm
	d=	112,5	cm
	$\rho_b$ =	0,022	
	$\rho$ máx=	0,0163	
	$\rho$ min=	0,0033	
<b>Refuerzo negativo</b>	As máx=	182,88	cm <sup>2</sup>
	As min=	13,13	cm <sup>2</sup>
<b>Refuerzo positivo</b>	As máx=	64,01	cm <sup>2</sup>
	As min=	26,25	cm <sup>2</sup>

• **Diseño a flexión**

Solicitaciones Últimas de Momento [Ton.m]

	①	5,5 m	②	4 m	③	4 m	④	4 m	⑤	4 m	⑥	5,5 m	⑦
$Mu^-$	43,0		57,0	37,00	30,0	58,0	50,0						
$Mu^+$	184,0	153,0	142,0	170,0	67,0	66,0	168,0	139,0	158,0	184,0	12,0		

**As Diseño [cm²]**

$As^-$	10,22		13,60	8,78	7,11	13,84	11,91						
$As^+$	2,85	51,05	41,0	37,6	46,4	16,58	16,32	45,8	36,7	42,57	51,05	2,85	

**As<sub>min</sub> ≤ As Diseño ≤ As<sub>máx.</sub>**

$As^-$	13,13		13,13	13,13	13,13	13,13	13,13						
$As^+$	26,25	51,05	41,0	37,6	46,4	26,25	26,25	45,8	36,7	42,57	51,05	26,25	

**As Diseño Colocado [# Varillas]**

Ø varilla superior	25	mm
Ø varilla inferior	25	mm

$As^-$	3Ø25		3Ø25	3Ø25	3Ø25	3Ø25	3Ø25						
$As^+$	6Ø25	9Ø25	9Ø25	6Ø25	9Ø25	9Ø25	9Ø25	3Ø25	9Ø25	3Ø25	6Ø25	6Ø25	

• **Diseño a Corte del Alma**

Solicitaciones Últimas de Corte [Ton]

- ① 5.50    ② 4.0    ③ 4.0    ④ 4.0    ⑤ 4.0    ⑥ 4.0    ⑦ 5.50

<b>Vu</b>	30.00	115.0	61.0	53.0	109.0	82.0	85.0	107.0	51.0	61.0	115.0	30.00
<b>Vc</b>	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26	30.26
<b>Vs</b>	5.04	105.04	41.51	32.10	97.98	66.22	69.74	95.63	29.74	41.51	105.04	5.04
<b>Vs&lt;4Vc</b>	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Estribos**

smax (código) = 22.5 cm

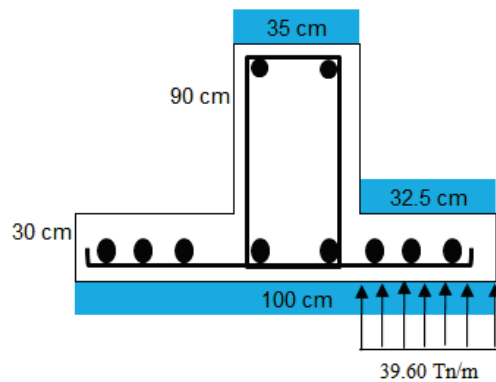
<b>s asignado</b>	25	25	15	25	25	25	15	25	15	15	25	25	25	25	25
<b>Avmin=</b>	1,31	1,31	2,19	2,19	1,31	1,31	1,31	1,31	1,31	2,19	2,19	1,31	2,19	1,31	1,31
<b>Av=</b>	3,33	3,33	2,20	2,20	3,11	3,03	3,03	3,03	3,03	2,20	2,20	3,33	2,20	3,33	3,33
<b>Av&gt;Avmin</b>	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

<b>Φ=</b>	12	mm				
<b>#ramas</b>	3,0	2,0	3,0	3,0	2,0	3,0

→ 1 Estribos Ø12 y 1Grapa Ø12 @ 15, 25cm, al que corresponda.

- **Diseño del Patín de la Viga**

Acero Transversal en el Patín



DATOS		
$f'c =$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	100	cm
$h_{patin} =$	30	cm
$recub. =$	7,5	cm
$d =$	22,5	cm
$\emptyset =$	0,9	

$k_{balasto} =$	3600	t/m <sup>3</sup>
$\Delta =$	0,011	m
$\sigma_{diseño} =$	39,60	t/m <sup>2</sup>
Tomando B =	1,00	m

$M_u =$	2,09	ton.m
$A_s =$	2,49	cm <sup>2</sup>
$\emptyset \text{ barra} =$	12	mm
$\# \text{ varillas} =$	3,0	
$@ =$	30	cm

→ As. Transversal del patín: **1  $\emptyset$  12@ 30cm**

### Verificación del Corte en el Patín

$V_u =$	12,87	Ton
Recub. =	5	cm
$\emptyset \text{ barra} =$	25	mm
$\emptyset \text{ estribo} =$	12	mm
$b =$	100	cm
$d =$	22,5	cm

$$\boxed{\emptyset \cdot V_n} > \boxed{V_u}$$

14,72 Ton > 12,87 Ton  
→ OK

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

La intención de realizar éste análisis comparativo estructural radica en la importancia que tiene el elegir un sistema estructural apropiado para garantizar un adecuado comportamiento durante un evento sísmico fuerte, es así que luego del respectivo análisis estructural en cada propuesta, se determinará cuál es la mejor opción para ejecutar el proyecto.

El factor económico incide de manera importante cuando se trata de elegir un sistema estructural para un proyecto, por lo que es necesario realizar un análisis comparativo económico entre los tres sistemas planteados, y mediante un análisis de precios unitarios de los rubros referentes a obra muerta, determinar el costo total de cada edificio y adoptar el más conveniente.

En el presente trabajo, dentro del análisis económico se establece únicamente los costos directos que tiene la estructura.

#### 6.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL PARA CADA UNO DE LOS SISTEMAS PROPUESTOS

##### 6.2.1 SISTEMA APORTICADO

###### 6.2.1.1 Corte Basal

$$V_{\text{basal}} = 7.3\% \cdot W$$

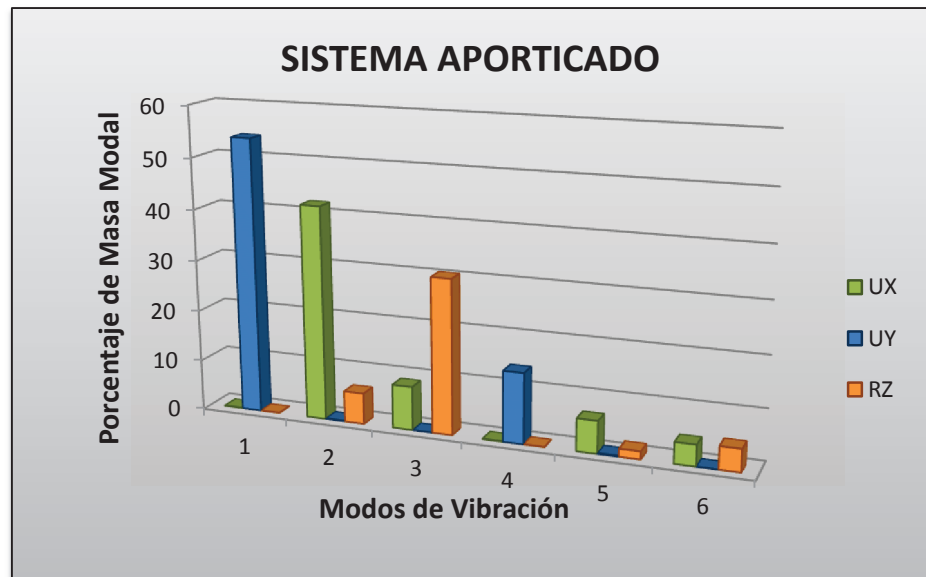
$$W = 7212.24 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 0.073 \cdot 7212.24 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 526.49 \text{ Ton}$$

### 6.2.1.2 Modos de vibración

**GRÁFICO 6.1 MODOS DE VIBRACIÓN PARA EL SISTEMA APORTICADO**



ELABORADO POR: Liliانا Barros y Johanna Peñafiel

En el gráfico 6.1, se muestra los modos de vibración de la estructura, los dos modos predominantes son de traslación con **40.66** en la dirección X y **53.50** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **29.49**.

### 6.2.1.3 Deriva inelástica máxima

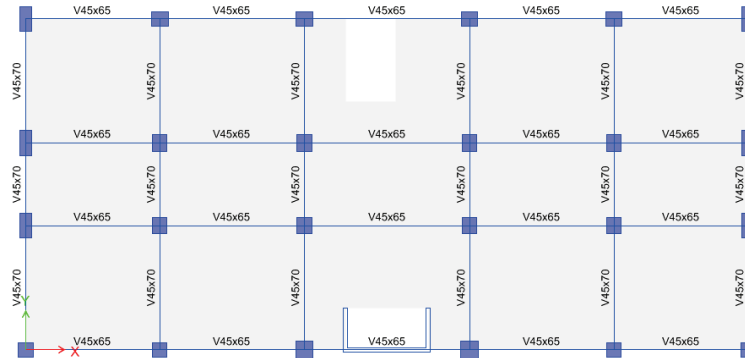
**TABLA 6.1 DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y**

Deriva máxima X	Deriva máxima Y
0.019	0.021

ELABORADO POR: Liliانا Barros y Johanna Peñafiel

### 6.2.1.4 Configuración Estructural

La ubicación y orientación de las columnas en éste sistema es importante, debido a que se pretende reducir la torsión en planta que podría presentarse al tener muros de corte en el ascensor, ubicados en la mitad del edificio. Se presenta a continuación la planta estructural en la cual se observa la distribución de las columnas; cabe señalar que las dimensiones de las secciones quedaron definidas por el cumplimiento de Modos de Vibración y control de Derivas.

**FIGURA 6.1 PLANTA DEL SISTEMA APORTICADO**

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 6.2.1.5 Diseño Estructural

Las secciones definitivas se establecieron luego de realizar los respectivos chequeos para cumplir con la filosofía de diseño.

## 6.2.2 SISTEMA APORTICADO CON MUROS DE CORTE O DIAFRAGMAS

### 6.2.2.1 Corte Basal

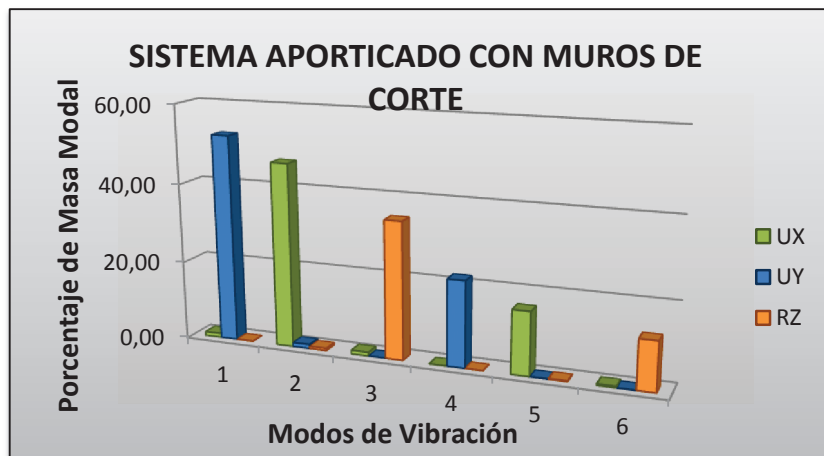
$$V_{\text{basal}} = 8.1\% \cdot W$$

$$W = 7149.44 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 0.081 \cdot 7149.44 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 579.10 \text{ Ton}$$

### 6.2.2.2 Modos de vibración

**GRÁFICO 6.2 MODOS DE VIBRACIÓN**

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



En el gráfico 6.2, se muestra los modos de vibración de la estructura, los dos modos predominantes son de traslación con **46.53** en la dirección X y **52.35** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **34.75**.

### 6.2.2.3 Deriva inelástica máxima

**TABLA 6.2** DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y

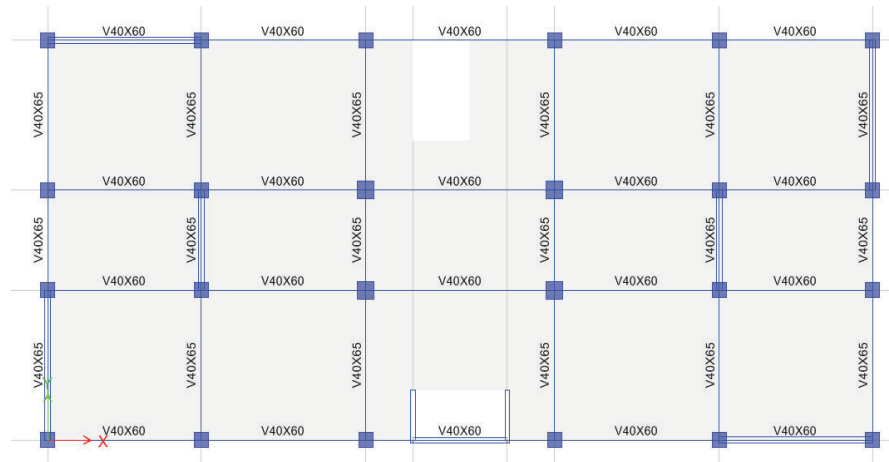
Deriva máxima X	Deriva máxima Y
0.020	0.020

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 6.2.2.4 Configuración Estructural

Se presenta a continuación la planta estructural de éste sistema, en donde se observa la distribución de los diafragmas y columnas, los cuáles están ubicados de manera que no se presente torsión en planta.

**FIGURA 6.2** PLANTA DEL SISTEMA APORTICADO CON MUROS DE CORTE



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

### 6.2.2.5 Diseño Estructural

Las secciones definitivas se establecieron luego de realizar los respectivos chequeos para cumplir con la filosofía de diseño.

## 6.2.3 SISTEMA DE PAREDES PORTANTES

### 6.2.3.1 Corte Basal

$$V_{\text{basal}} = 30\% \cdot W$$

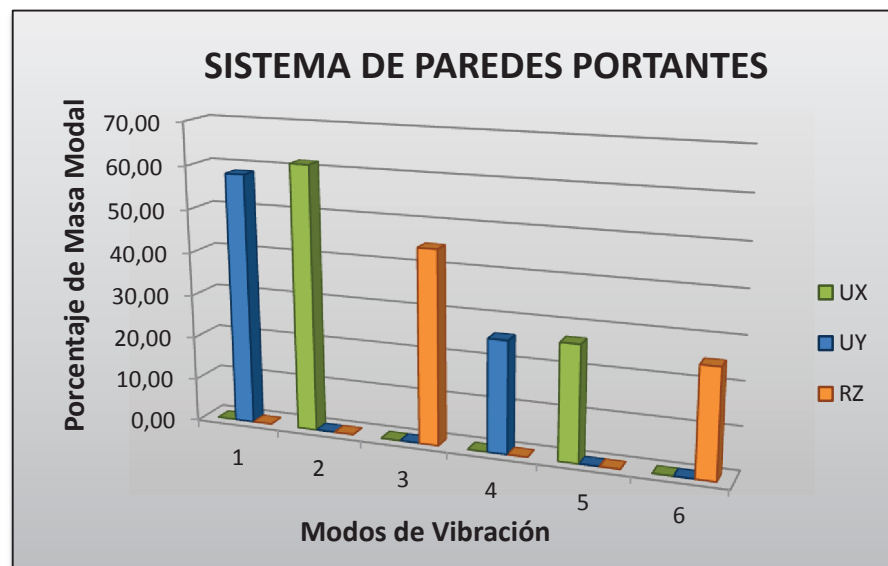
$$W = 7121.28 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 0.30 \cdot 7121.28 \text{ [Ton]}$$

$$V_{\text{basal}} = 2136.38 \text{ Ton}$$

### 6.2.3.2 Modos de vibración

**GRÁFICO 6.3 MODOS DE VIBRACIÓN**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

En el gráfico 6.3, se muestra los modos de vibración de la estructura, los dos modos predominantes son de traslación con **61.56** en la dirección X y **58.11** en la dirección Y, el tercer modo es rotación en Z con un valor de **44.72**.

### 6.2.3.3 Deriva inelástica máxima

**TABLA 6.3 DERIVAS MÁXIMAS EN X E Y**

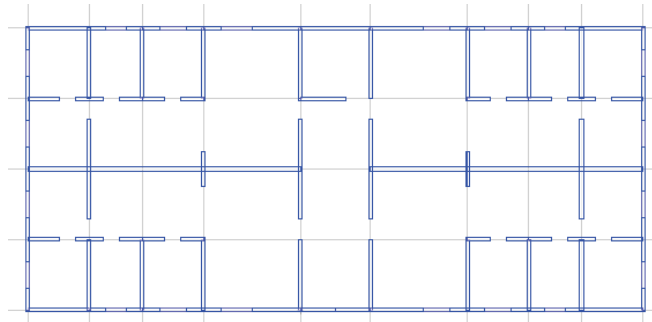
Deriva máxima X	Deriva máxima Y
0.00043	0.0011

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 6.2.3.4 Configuración Estructural

Se presenta a continuación la planta estructural de éste sistema, en donde las paredes son distribuidas de manera simétrica en los dos sentidos X e Y, con el fin de evitar una posible torsión en planta.

**FIGURA 6.3** PLANTA DEL SISTEMA DE PAREDES PORTANTES



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

#### 6.2.3.5 Diseño Estructural

Las secciones definitivas se establecieron luego de realizar los respectivos chequeos para cumplir con la filosofía de diseño.

### 6.3 ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL

#### 6.3.1 CARGAS

En el siguiente cuadro se muestran las cargas muertas adicionales adoptadas para el diseño de cada sistema estructural, las cuáles son obtenidas del peso que aportan el cielo falso, recubrimiento de piso, mampostería e instalaciones. Además de la carga viva adoptada.

**TABLA 6.4** CARGAS MUERTAS ADICIONALES DE CADA SISTEMA

<b>SISTEMAS</b> <b>CARGA</b> <b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Sistema</b> <b>Aporticado</b>	<b>Sistema Aporticado</b> <b>con Muros de Corte</b>	<b>Sistema de Paredes</b> <b>Portantes</b>
Carga muerta adicional (13 pisos)	374	374	104
Carga viva entrepisos	200	200	200
Carga viva subsuelos	400	400	400

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel.

Como se puede observar en la tabla 6.4, el valor de la carga muerta adicional para los dos primeros sistemas analizados es el mismo, pero dicho valor para el tercer sistema cambia considerablemente, y es debido a que en éste la mampostería es un elemento estructural, por lo que su peso es considerado automáticamente en el programa ETABS.

### 6.3.2 MATERIALES

**TABLA 6.5** PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ADOPTADOS PARA EL DISEÑO DE CADA SISTEMA

Sistemas		Sistema Aporticado	Sistema Aporticado con Muros de Corte	Sistema de Paredes Portantes	
					Parámetros
Propiedades de los Materiales	Hormigón	$f'c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	280	210	210
		$E_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	201000	175000	175000
	Acero	$f_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	4200	4200
		$E_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	2100000	2100000	2100000

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

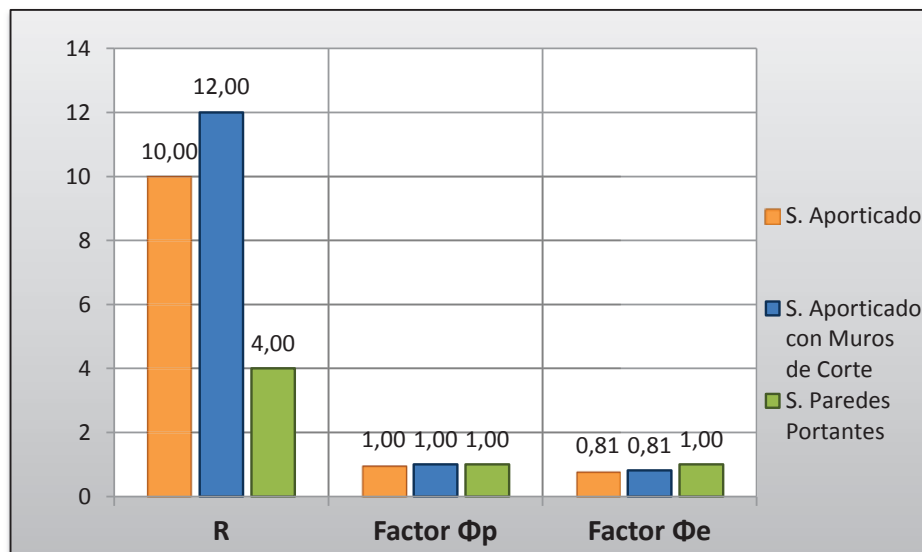
Al ser el aporticado, un sistema estructural flexible, es necesario aumentar su rigidez para el cumplimiento de derivas y modos de vibración, y una forma de hacerlo es aumentando la resistencia a la compresión del hormigón ( $f'c$ ). Por esta razón, como se observa en la tabla 6.5 el valor del  $f'c$  en el sistema aporticado es mayor que el utilizado para los otros dos sistemas planteados.

Por su parte, el acero de refuerzo para los tres sistemas propuestos tiene el mismo esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ).

### 6.3.3 FACTORES PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL ( $\Phi_p$ , $\Phi_e$ , R)

A continuación se presenta una gráfica comparativa de los valores del factor de reducción de respuesta estructural (R), además de los factores de configuración estructural en planta y elevación [ $\Phi_p$ ,  $\Phi_e$ ], adoptados para el diseño de las estructuras.

**GRÁFICO 6.4** FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL [R] Y FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL [ $\Phi_p$ ,  $\Phi_e$ ]



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se muestra en el gráfico 6.4, los valores más altos asignados a R son para el edificio aporticado y aporticado con muros de corte, y se debe a que éstos pueden soportar sismos moderados y bajos en el rango elástico y sismos severos mediante la disipación de energía por deformación en el rango inelástico. En cambio el valor de  $R=4$ , adoptado para el sistema de paredes portantes es porque los muros que conforman la estructura tienen una relación de aspecto baja y la disipación de energía será reducida, por lo tanto, se debe proveer al edificio de capacidad para resistir las solicitaciones últimas en el rango elástico.

No existe irregularidad en planta, por lo tanto el  $\Phi_p$ , tiene un valor de 1 para los tres sistemas.

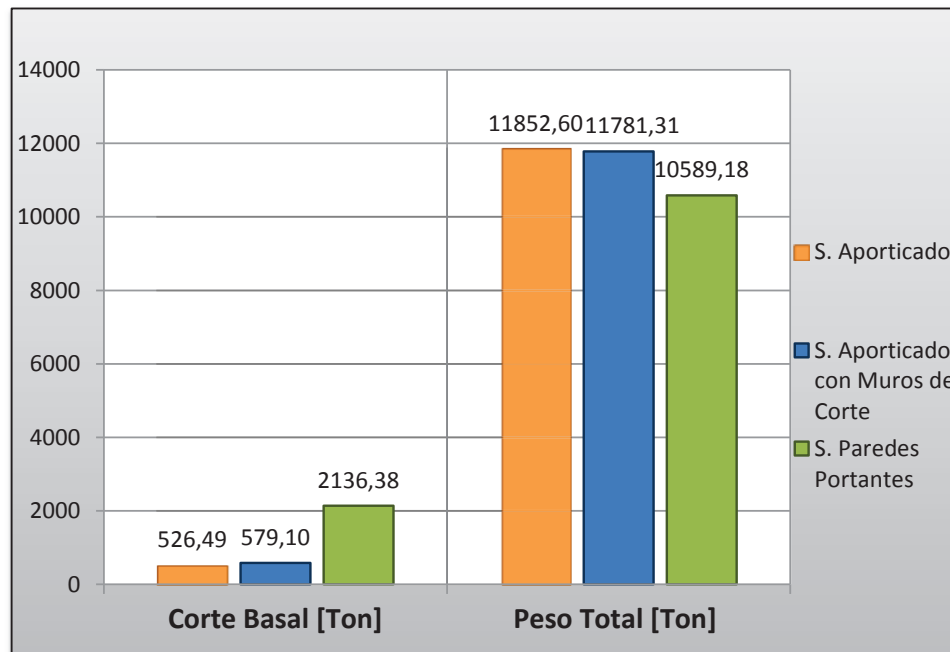
Para el sistema aporticado el coeficiente de irregularidad en elevación se toma como 0.81 (0.9 por piso blando y 0.9 por columna corta).

En el caso del sistema aporticado con muros de corte se podría tomar  $\Phi_e = 1$ , ya que por la presencia de los muros, el piso blando y la columna corta presentados ya no son un problema, pero con el fin de tomar en cuenta ciertas irregularidades que puede tener un proyecto real, se adopta  $\Phi_e = 0.81$ .

### 6.3.4 CORTE BASAL Y PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Se presenta una gráfica comparativa, en las que se puede apreciar los valores del corte basal, y el peso total de cada estructura.

**GRÁFICO 6.5 VALORES DE CORTE BASAL Y PESO TOTAL**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**TABLA 6.6 COMPARACIÓN EN PORCENTAJE DEL CORTE BASAL Y PESO**

Parámetros	Sistema Aporticado	Sistema Aporticado con Muros de Corte	Sistema de Paredes Portantes
Corte Basal %	100	110.0	305.78
Peso total de la Estructura %	100	99.40	89.34

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se muestra en la tabla 6.6, el sistema de paredes portantes es aproximadamente 11% menos pesado que los otros dos sistemas planteados, además el corte basal aplicado en éste, es aproximadamente tres veces mayor que el aplicado en los otros dos sistemas.

### 6.3.5 REVISIONES GLOBALES

#### 6.3.5.1 Modos de vibración

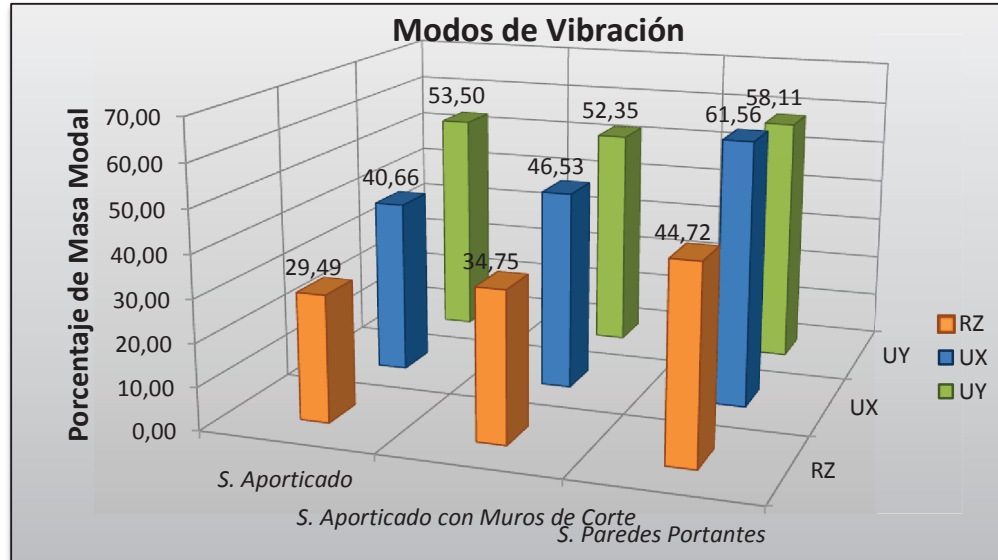
**TABLA 6.7** MODOS DE VIBRACIÓN DE CADA SISTEMA

Sistema		Sistema Aporticado			Sistema Aporticado con Muros de Corte			Sistema de Paredes Portantes		
Parámetros										
Periodo fundamental de Vibración [seg]		1.17			1.07			0.50		
Modos de Vibración		<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>
	1	0.00	<b>53.50</b>	0.00	0.99	<b>52.35</b>	0.02	0.00	<b>58.11</b>	0.00
	2	<b>40.66</b>	0.00	6.92	<b>46.53</b>	1.05	0.57	<b>61.56</b>	0.00	0.00
	3	9.75	0.00	<b>29.49</b>	0.94	0.00	<b>34.75</b>	0.00	0.00	<b>44.72</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

En seguida se presenta una gráfica comparativa de los modos de vibración predominantes para cada propuesta estructural.

**GRÁFICO 6.6** MODOS DE VIBRACIÓN DE LOS TRES SISTEMAS



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se observa en el gráfico 6.6, en las tres propuestas estructurales los dos modos de vibración predominantes son de traslación en dirección X e Y, y el tercer modo es de rotación en dirección Z, por lo tanto cumplen con una de las condiciones establecidas para tener un diseño sismorresistente.

6.3.5.2 Derivas

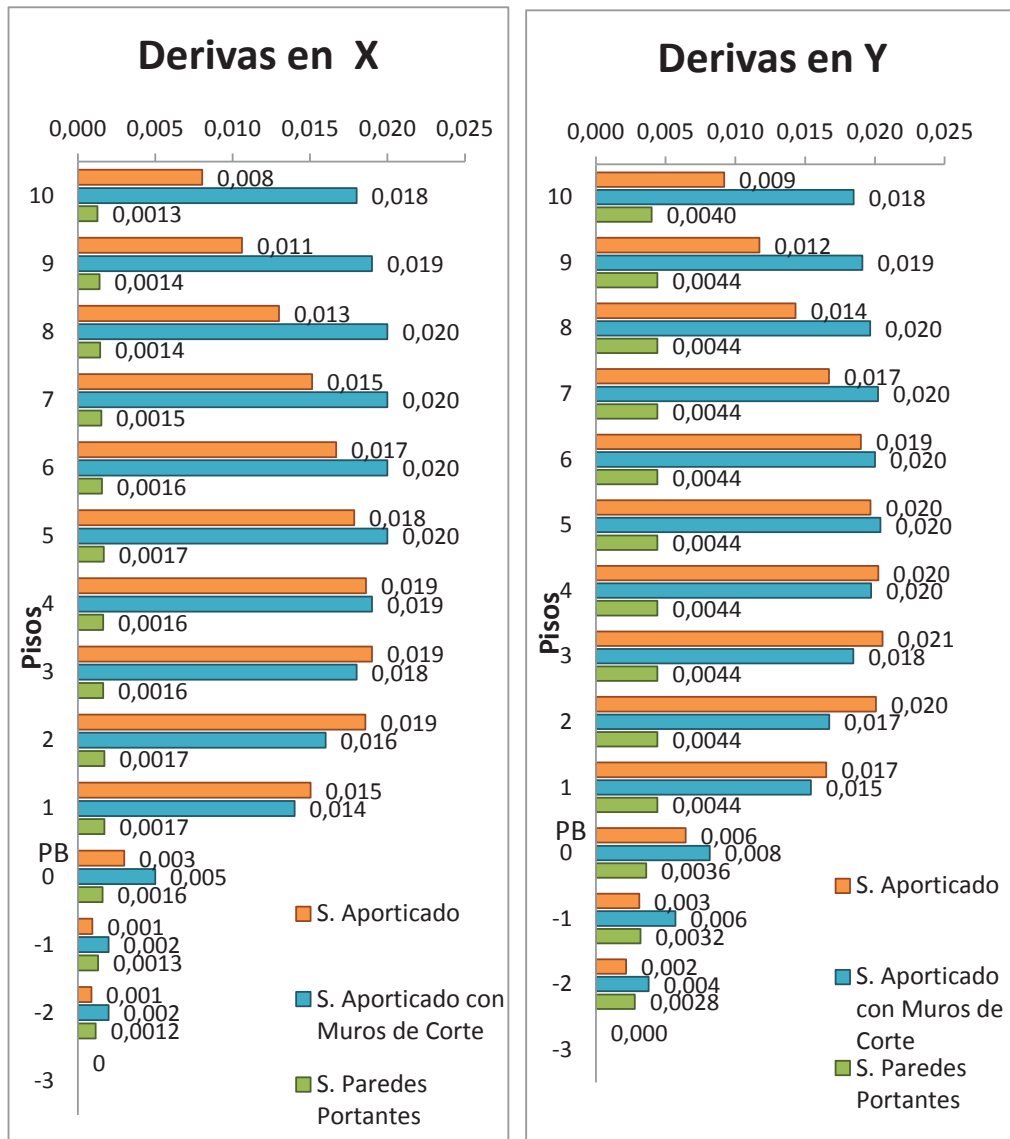
**TABLA 6.8** COMPARACIÓN DE DERIVAS INELÁSTICAS

Sistemas \ Derivas Máx.	Aporticado	Aporticado con muros de corte	Paredes portantes
Dirección X	0.019	0.020	0.0017
Dirección Y	0.021	0.020	0.0044

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

En seguida se presenta una gráfica comparativa de las derivas máximas por piso, obtenidas del análisis estructural de cada sistema planteado.

**GRÁFICO 6.7** VALORES DE DERIVAS MÁXIMAS EN DIRECCIÓN X E Y



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



En el gráfico 6.7, se muestran las derivas por piso de cada propuesta estructural, notándose que en el sistema aporticado los puntos críticos o de mayor índice de deriva están localizados en el tercio medio del edificio, es decir en el 2°, 3°, 4° y 5° piso sobre el nivel de la calle, mientras que en el sistema aporticado con muros de corte los puntos críticos o de mayor índice de deriva están localizados en los últimos pisos. En cuanto a los valores de las derivas para el sistema de paredes portantes se observa que son pequeños respecto a los otros dos sistemas mencionados, además de mantenerse casi constantes en toda la elevación.

### 6.3.6 SECCIONES

#### 6.3.6.1 Vigas

En la siguiente tabla, se muestran las secciones finales de las vigas para el sistema aporticado y sistema aporticado con diafragmas; el sistema de paredes portantes no posee dichos elementos ya que son las paredes las que actúan como apoyos infinitamente rígidos.<sup>37</sup>

**TABLA 6.9** COMPARACIÓN DE SECCIONES FINALES DE VIGAS

Niveles	Sistema Aporticado		Sistema Aporticado con muros de corte	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nv. +31.0	45x65	45x70	40x60	40x65
Nv. +27.9	45x65	45x70	40x60	40x65
Nv. +24.8	45x65	45x70	40x60	40x65
Nv. +21.7	45x65	45x70	40x60	40x65
Nv. +18.6	45x65	45x70	40x60	40x65
Nv. +15.5	50x65	50x70	40x60	40x65
Nv. +12.4	50x65	50x70	40x60	40x65
Nv. +9.30	50x65	50x70	40x60	40x65
Nv. +6.20	50x65	50x70	40x60	40x65
Nv. +3.10	50x65	50x70	40x60	40x65
Nv. +0.00	40x60	40x65	40x60	40x65
Nv. -3.10	40x60	40x65	40x60	40x65
Nv. -6.20	40x60	40x65	40x60	40x65

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Según la tabla 6.9, las secciones finales de vigas para el sistema aporticado tienen una dimensión notablemente mayor que las del sistema con muros de

<sup>37</sup> American Concrete Institute. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-11). U.S.A.

corte, y esto se debe principalmente a que las vigas en la primera propuesta son las encargadas de soportar gran porcentaje de fuerza sísmica, mientras que en la segunda los diafragmas son los que soportan el mayor porcentaje del sismo, y por lo tanto las vigas se ven aliviadas de resistir carga lateral.

### 6.3.6.2 Columnas

**TABLA 6.10** COMPARACIÓN DE SECCIONES FINALES DE COLUMNAS

Sección	Sistema Aporticado		Sistema Aporticado con Muros de Corte		
	16 columnas	8 columnas	8 columnas	12 columnas	4 columnas
Nv. +31.0	60x120 80X70 70X70 85X85	70X80	60x60 70X70	60x60	60X60
Nv. +27.9					
Nv. +24.8					
Nv. +21.7					
Nv. +18.6					
Nv. +15.5		70X100	70x70 80X80	70X70	
Nv. +12.4					
Nv. +9.30					
Nv. +6.20					
Nv. +3.10					
Nv. +0.00					
Nv. -3.10					
Nv. -6.20					

ELABORADO POR: Liliانا Barros y Johanna Peñafiel

Como se puede observar en la tabla 6.10, las dimensiones de las columnas en el sistema aporticado son mayores en comparación con las expuestas para el sistema aporticado con muros de corte, y como se mencionó anteriormente esto se debe a que en el segundo sistema los muros de corte son los que absorben casi la totalidad de la fuerza sísmica aplicada y los pórticos no soportan más que el 20% de la carga lateral, por lo tanto se puede disminuir las secciones de las columnas y lograr un diseño sismorresistente, cabe destacar que si bien es cierto que dichos pórticos no resisten gran cantidad de carga lateral, si son absolutamente necesarios cuando de resistir carga vertical se trata, por lo tanto las dimensiones de las columnas en la parte inferior del edificio son más grandes debido al axial que soportan. En el caso del sistema de paredes portantes, toda la carga sísmica y carga vertical es soportada por las paredes de hormigón armado.

### 6.3.6.3 Losas

Las losas para los tres sistemas son catalogadas como losas sobre vigas descolgadas, en los dos primeros casos porque se cumple la condición especificada en el código de  $\alpha_{fm} \geq 2.0$ , y el tercero porque las paredes actúan como apoyos infinitamente rígidos.

### 6.3.6.4 Cimentación

En los tres sistemas se utilizaron vigas de cimentación debido al gran valor de las cargas de servicio transmitidas de la estructura al suelo, sin embargo en el sistema de paredes portantes las dimensiones requeridas son menores que en el sistema aporticado con muros de corte, y esto se debe a que en el primer caso los esfuerzos son bajos porque están repartidos en todas las paredes, mientras que en el segundo, dichos esfuerzos están concentrados en los muros y esto podría ocasionar que se supere el esfuerzo admisible del suelo si el tamaño de las vigas de cimentación no es el adecuado.

## 6.4 ANÁLISIS ECONÓMICO PARA CADA UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Se determina el costo total de la estructura, para cada uno de los sistemas propuestos, solamente en función de los costos directos de la construcción.

### 6.4.1 GENERALIDADES

- **Análisis de Precios Unitarios**

Para determinar el costo total de la estructura, se necesita determinar el costo de cada uno de los elementos que conforman la misma.

Cada elemento tiene un costo, el cual se denomina como rubro e incluye mano de obra, materiales y equipo.

El análisis de los precios unitarios para los rubros obtenidos del diseño de cada sistema estructural se basa en los precios referenciales publicados por la Cámara de la Industria de la Construcción de Quito (CAMICON).

- **Mano de Obra**

El costo de la mano de obra utilizada en la construcción, está establecido de acuerdo a las categorías ocupacionales del personal, según lo indica la ley. Se puede expresar en horas - hombre.

- **Materiales**

Se refieren a la materia prima utilizada para la ELABORADO POR de los elementos que conforman la estructura, como por ejemplo el cemento, agregados, pétreos, acero, madera, productos químicos entre otros. Los costos se establecen de acuerdo a precios referenciales del mercado.

- **Equipos**

Se refieren a maquinarias pesadas, herramientas manuales, concreteras, elevadores, entre otros. Los costos de dichos equipos se pueden establecer en función de su uso, además de los gastos en los que se incurren al darles mantenimiento.

- **Rubros utilizados**

Los rubros considerados en este estudio son los referentes a obra muerta.

El desglose para cada uno de los rubros se presenta en el ANEXO 1.

#### Estructura

- Hormigón en replantillo
- Hormigón en vigas de cimentación, incluye encofrado
- Hormigón en columnas, incluye encofrado
- Hormigón en vigas, incluye encofrado
- Hormigón en losas, incluye encofrado
- Hormigón en muros de corte, incluye encofrado
- Hormigón en paredes portantes
- Acero corrugado de refuerzo  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
- Malla electrosoldada
- Casetones 60x60x25
- Encofrado acero-madera

#### Mampostería

- Mampostería de bloque 20cm

- Mampostería de bloque 15cm
- Mampostería de bloque 10cm

#### Revestimientos

- Enlucido Liso exterior
- Enlucido Vertical exterior
- Resane en Paredes Portantes

### 6.4.2 PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS UTILIZADOS PARA LOS TRES SISTEMAS PROPUESTOS

A continuación se muestra el precio unitario para cada uno de los rubros de los sistemas propuestos, cabe mencionar que estos precios no incluyen IVA.

**TABLA 6.11 PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS UTILIZADOS**

ESTRUCTURA			
Código	DESCRIPCIÓN	Unidad	P. Unitario (USD)
001	Hormigón Simple en Replanteo $f'c=140\text{kg/cm}^2$	$\text{m}^3$	94.59
002	Hormigón en Vigas de Cimentación $f'c=280\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	228.13
003	Hormigón en Vigas de Cimentación $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	213.69
004	Hormigón en Columnas $f'c=280\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	267.37
005	Hormigón en Columnas $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	253.07
006	Hormigón en Vigas $f'c=280\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	303.19
007	Hormigón en Vigas $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	288.89
008	Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) $f'c=280\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	208.94
009	Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	193.92
010	Hormigón en Losa maciza $e=15\text{cm}$ $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	158.22
011	Hormigón en Muros de Corte $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , incluye encofrado	$\text{m}^3$	200.43
012	Hormigón en Paredes Portantes $f'c=210\text{kg/cm}^2$	$\text{m}^3$	149.49
013	Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	1.63
014	Malla electrosoldada $\Phi 4.5\text{mm}@15\text{cm}$	$\text{m}^2$	3.72
015	Malla electrosoldada $\Phi 5.5\text{mm}@15\text{cm}$	$\text{m}^2$	4.43
016	Casetones $60 \times 60 \times 25$	u	4.35
017	Hormigón en Columnas $f'c=210\text{kg/cm}^2$	u	134.07
018	Encofrado y desencofrado de paredes portantes y losa portante	$\text{m}^2$	2.62

**TABLA 6.11 CONTINUACIÓN**

<b>MAMPOSTERÍA</b>			
019	Mampostería de bloque 20cm	m <sup>2</sup>	13.61
020	Mampostería de bloque 15cm	m <sup>2</sup>	12.37
021	Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	11.54

<b>REVESTIMIENTOS</b>			
022	Enlucido Liso exterior	m <sup>2</sup>	8.60
023	Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	7.54
024	Resanado de Paredes	m <sup>2</sup>	2.55
025	Resanado de Tumbados	m <sup>2</sup>	3.01

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**6.4.3 VOLÚMENES DE OBRA**

- **Sistema Aporticado (S.A.)**

**TABLA 6.12 VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.A.)**

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>U.</b>	<b>Cantidad</b>
<b>ESTRUCTURA</b>		
Hormigón Simple en Replanteo f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	45.0
Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	512.5
Hormigón en Columnas f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	681.3
Hormigón en Vigas f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	810.0
Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	905.0
Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	416945.6
Malla electrosoldada Φ4.5mm@15cm	m <sup>2</sup>	4286.0
Casetones 60x60x25	u	4598.0

<b>MAMPOSTERÍA</b>		
Mampostería de bloque 20cm	m <sup>2</sup>	2641.26
Mampostería de bloque 15cm	m <sup>2</sup>	1610
Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	3674.16

<b>REVESTIMIENTOS</b>		
Enlucido Liso exterior	m <sup>2</sup>	5282.52
Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	10568.32

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

- **Sistema Aporticado con Muros de Corte (S.A.M.C.)**

**TABLA 6.13** VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.A.M.C.)

DESCRIPCIÓN	U.	Cantidad
<b>ESTRUCTURA</b>		
Hormigón Simple en Replanto f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	37.72
Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	512.35
Hormigón en Columnas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	487.4
Hormigón en Muros de Corte f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	245.35
Hormigón en Vigas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	740.15
Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	905.54
Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	374322.58
Malla electrosoldada Φ4.5mm@15cm	m <sup>2</sup>	4286.00
Casetones 60x60x25	u	4598
<b>MAMPOSTERÍA</b>		
Mampostería de bloque 20cm	m <sup>2</sup>	2157.7
Mampostería de bloque 15cm	m <sup>2</sup>	1610
Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	3436.2
<b>REVESTIMIENTOS</b>		
Enlucido Liso exterior	m <sup>2</sup>	4315.4
Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	10092.32

ELABORADO POR: Liliba Barros y Johanna Peñafiel

- **Sistema de Paredes Portantes (S.P.P.)**

**TABLA 6.14** VOLÚMENES DE OBRA PARA EL (S.P.P.)

DESCRIPCIÓN	U.	Cantidad
<b>ESTRUCTURA</b>		
Hormigón Simple en Replanto f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	30.7
Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	382.9
Hormigón en Columnas f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	132.5
Hormigón en Paredes Portantes f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1503.5
Hormigón en Vigas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	168.1
Hormigón en Losa maciza e=15 cm f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1337.5
Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	312694
Malla electrosoldada Φ5.5mm@15cm	m <sup>2</sup>	9362.9
Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m <sup>2</sup>	19000.0
Encofrado y desencofrado de losas	m <sup>2</sup>	8917.0
<b>MAMPOSTERÍA</b>		
Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	860.0
<b>REVESTIMIENTOS</b>		
Resanado de Paredes	m <sup>2</sup>	19000
Resanado de Tumbados	m <sup>2</sup>	8917.0
Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	1720.0

ELABORADO POR: Liliba Barros y Johanna Peñafiel

#### 6.4.4 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA CADA SISTEMA ANALIZADO

En cada uno de los sistemas se presentan las cantidades de obra y el costo total de la estructura.

- Sistema aporticado (S.A.)

**TABLA 6.15 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.A.**

<b>ESTRUCTURA</b>					
<b>Cód.</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>U.</b>	<b>CANT.</b>	<b>Precio Unitario (USD)</b>	<b>COSTO/RUBRO</b>
001	Hormigón Simple en Replanteo f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	45.12	94.59	4267.90
002	Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=280kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	512.50	228.13	116918.88
004	Hormigón en Columnas f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	681.30	267.37	182157.91
006	Hormigón en Vigas f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	810.00	303.19	245583.66
008	Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) f'c=280kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	905.00	208.94	189088.49
013	Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	416945.3	1.63	679497.86
014	Malla electrosoldada 4.5mm@15	m <sup>2</sup>	4286.00	3.72	15963.12
016	Casetones 60x60x25	u	4598.00	4.35	20008.20
<b>MAMPOSTERÍA</b>					
019	Mampostería de bloque 20cm	m <sup>2</sup>	2641.26	13.61	35955.47
020	Mampostería de bloque 15cm	m <sup>2</sup>	1610	12.37	19913.29
022	Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	3674.16	11.54	42414.50
<b>REVESTIMIENTOS</b>					
022	Enlucido Liso exterior	m <sup>2</sup>	5283	8.60	45445.52
023	Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	10568	7.54	79685.13
<b>TOTAL</b>					<b>\$1676900.0</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel



- Sistema aporticado con muros de corte (S.A.M.C.)

**TABLA 6.16** COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.A.M.C.

<b>ESTRUCTURA</b>					
<b>Cód.</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>U.</b>	<b>CANT.</b>	<b>Precio Unitario (USD)</b>	<b>COSTO/ RUBRO</b>
001	Hormigón Simple en Replanteo f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	37.72	94.59	3567.93
003	Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	512.35	213.69	109484.79
005	Hormigón en Columnas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	487.40	253.07	123345.41
011	Hormigón en Muros de Corte f'c=210kg/cm <sup>2</sup> (Inc. Encofrado)	m <sup>3</sup>	245.35	200.43	49174.78
007	Hormigón en Vigas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	740.15	288.89	213821.71
009	Hormigón en Losas (Compresión + Nervios) f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	905.54	193.92	175604.63
013	Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	374322.58	1.63	610035.38
014	Malla electrosoldada 4.5mm@15	m <sup>2</sup>	4286.00	3.72	15963.12
016	Casetones 60x60x25	u	4598.00	4.35	20008.20
<b>MAMPOSTERÍA</b>					
019	Mampostería de bloque 20cm	m <sup>2</sup>	2157.7	13.61	29372.77
020	Mampostería de bloque 15cm	m <sup>2</sup>	1610	12.37	19913.29
021	Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	3674.16	11.54	42414.50
<b>REVESTIMIENTOS</b>					
022	Enlucido Liso exterior	m <sup>2</sup>	4315.4	8.60	37125.39
023	Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	10568.32	7.54	79685.13
				<b>TOTAL</b>	<b>\$1523180.52</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

- Sistema de paredes portantes (S.P.P.)

**TABLA 6.17 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA EL S.P.P.**

<b>ESTRUCTURA</b>					
<b>Cód.</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>U.</b>	<b>CANT.</b>	<b>Precio Unitario (USD)</b>	<b>COSTO/ RUBRO</b>
001	Hormigón Simple en Replanteo f'c=140kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	30.7	94.59	2903.91
003	Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	382.9	213.69	81830.98
017	Hormigón en Columnas f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	132.5	134.07	17765.37
011	Hormigón en Paredes Portantes f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	1503.5	149.49	224751.32
007	Hormigón en Vigas f'c=210kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado	m <sup>3</sup>	168.1	288.89	48550.80
010	Hormigón en Losa maciza e=15cm f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1337.5	158.22	211620.59
013	Acero de Refuerzo fy=4200kg/cm <sup>2</sup>	kg	312694.0	1.63	509598.97
015	Malla electrosoldada 5.5mm@15	m <sup>2</sup>	9362.9	4.43	41458.51
018	Encofrado y desencofrado de paredes portantes	m <sup>2</sup>	19000.0	2.62	49707.42
018	Encofrado y desencofrado de losas	m <sup>2</sup>	8917.0	2.62	23328.48
-	Equipo de encofrado acero-madera (FORSA) para paredes portantes	m <sup>2</sup>	400	195.0	78000
-	Equipo de encofrado acero-madera (FORSA) para losa	m <sup>2</sup>	140	59.42	8318.8
<b>MAMPOSTERÍA</b>					
021	Mampostería de bloque 10cm	m <sup>2</sup>	860	11.54	9927.84
<b>REVESTIMIENTOS</b>					
023	Enlucido Vertical interior	m <sup>2</sup>	1720	7.54	12968.80
024	Resanado de paredes	m <sup>2</sup>	19000	2.55	48384.83
025	Resanado de tumbados	m <sup>2</sup>	8917.0	3.01	26861.48
				<b>TOTAL</b>	<b>\$1395978.11</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**6.4.5 COSTO DEL ENCOFRADO PARA CADA SISTEMA**

El costo total del encofrado para el edificio aporticado es \$ 221 462,83, y para el edificio aporticado con muros de corte es \$ 205 238,88, éste incluye el encofrado de columnas, vigas, losas y muros de corte, en cuanto al edificio de paredes portantes el costo total del encofrado es \$ 361 404,75, éste incluye el encofrado de las paredes portantes, vigas y losas.

Debido a que el costo del encofrado para el edificio de paredes portantes es muy alto, se decide comprar un equipo de encofrado para la fundición de un departamento, cuyo costo es \$ 86318.80, ya que según la información proporciona por la empresa cotizada, respecto a las características que posee el encofrado acero madera, éste puede ser reutilizado un gran número de veces, y la inversión inicial realizada quedaría compensada.

## 6.5. ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO

### 6.5.1 VOLÚMENES DE OBRA

Se presenta en la tabla 6.18, los volúmenes de obra, de la estructura, mampostería y revestimientos, para los tres sistemas propuestos.

**TABLA 6.18** COMPARACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE OBRA

Parámetros		U.	Aporticado	Aporticado con Muros de Corte	Paredes Portantes
Estructura	Hormigón	m <sup>3</sup>	2953.92	2928.51	3555.18
	Acero	kg	416945.31	374322.58	312694.00
	m.e.s.	m <sup>2</sup>	4286.00	4286.00	9362.9
Mampostería		m <sup>2</sup>	7925.42	7203.86	860.0
Revestimientos		m <sup>2</sup>	15850.84	14407.72	29637.00

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

En la tabla 6.19, se muestra una comparación porcentual del hormigón y acero, para los tres sistemas.

**TABLA 6.19** COMPARACIÓN PORCENTUAL DE LOS VOLÚMENES DE OBRA

Rubro	Unidad	Aporticado	Aporticado con Muros de Corte	Paredes Portantes
Hormigón	m <sup>3</sup>	2953.92	2928.51	3555.18
Porcentaje	%	100	99.14	120.0
Acero	kg	416945.31	374322.58	312694.0
Porcentaje	%	100	89.78	75.0

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

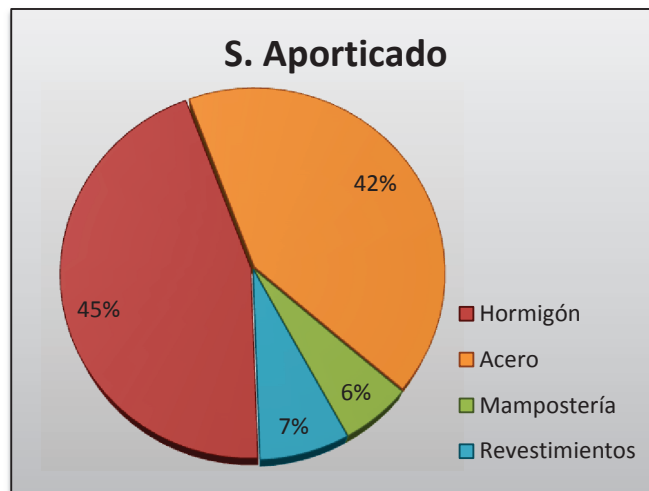
Como se muestra en la tabla 6.19, el sistema de paredes portantes tiene el mayor volumen de hormigón y el menor volumen de acero, de las tres propuestas analizadas.

### 6.5.2 INCIDENCIA ECONÓMICA DE CADA INSUMO, EN EL COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

A continuación se muestran unas gráficas en las cuáles se pueden apreciar los valores porcentuales de incidencia que cada insumo tiene en el costo total de la estructura aporticada, aporticada con muros de corte y paredes portantes.

- Sistema Aporticado

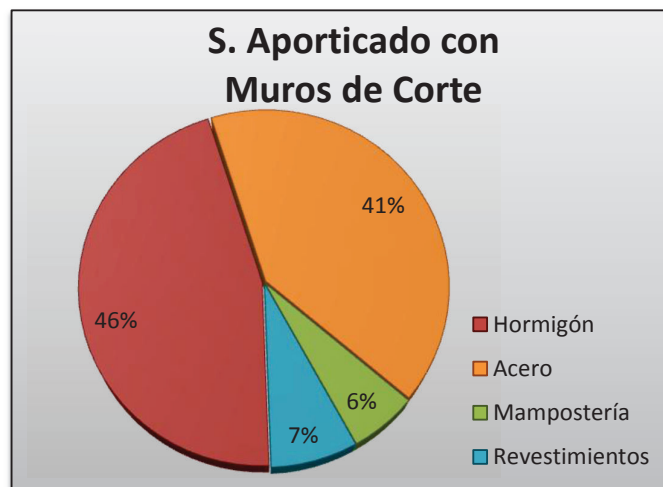
**GRÁFICO 6.8 PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.A**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

- Sistema Aporticado con Muros de Corte

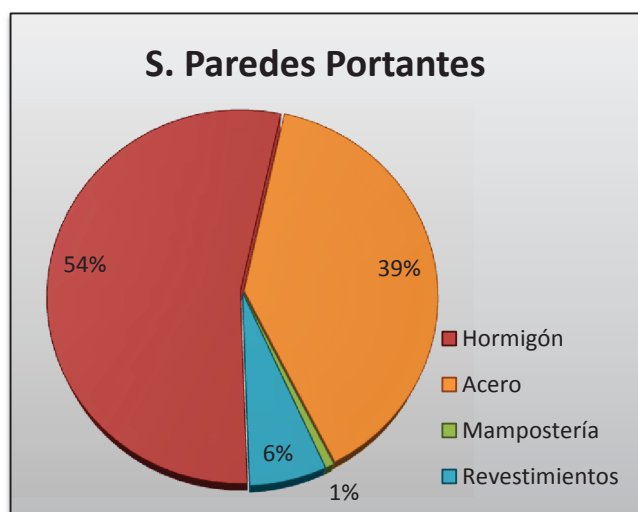
**GRÁFICO 6.9 PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.A.M.C**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

- Sistema de Paredes Portantes

**GRÁFICO 6.10 PARTICIPACIÓN DE INSUMOS EN EL COSTO TOTAL DEL S.P.P**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Como se muestra en los gráficos 6.8, 6.9, 6.10, el acero y el hormigón son los insumos más influyentes en el costo total de cada estructura. En los dos primeros sistemas se puede observar que la cantidad de hormigón es ligeramente superior a la cantidad de acero, pero en el tercer sistema la diferencia entre estos dos materiales es considerable, debido a la gran cantidad de paredes de hormigón y bajos requerimientos de acero de refuerzo.

### 6.5.3 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

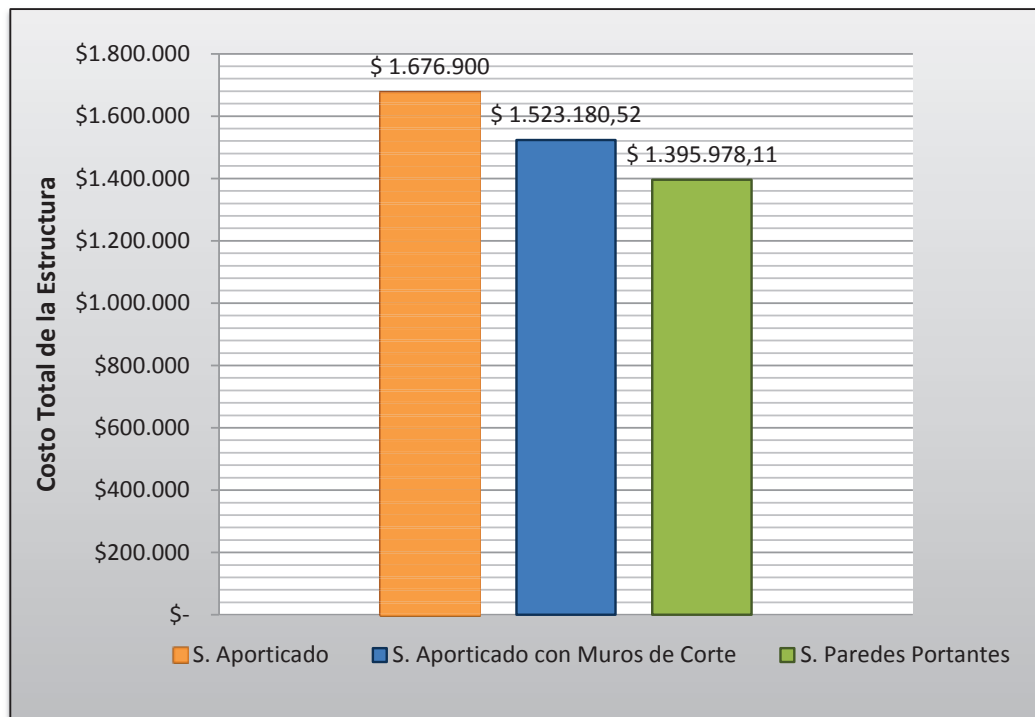
En la tabla 6.20 y en el gráfico 6.11, se presenta el costo total de las tres propuestas estructurales, en las cuales se puede observar desde el sistema más económico al más costoso.

**TABLA 6.20 COSTO TOTAL DE CADA ESTRUCTURA**

Sistema / Descripción	Aporticado	Aporticado con Muros de Corte	Paredes Portantes
<b>Estructura</b>	\$ 1453486.01	\$ 1321005.95	\$ 1297835.16
<b>Mampostería</b>	\$ 98283.26	\$ 89953.09	\$ 9927.84
<b>Revestimientos</b>	\$ 125130.65	\$ 113221.48	\$ 88215.11
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 1676900.00</b>	<b>\$ 1523180.52</b>	<b>\$ 1395978.11</b>
<b>Porcentaje</b>	<b>100%</b>	<b>90.83%</b>	<b>83.25%</b>

ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

**GRÁFICO 6.11 COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA PARA LOS TRES SISTEMAS PROPUESTOS**



ELABORADO POR: Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Cabe recalcar que el precio total obtenido para cada uno de los sistemas propuestos se determinó solamente en función de los costos directos de la construcción.

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES

El marco de análisis establecido para éste proyecto de titulación, se basa en la comparación de los costos directos y el comportamiento sismorresistente de tres estructuras, aporticada, aporticada con muros de corte y paredes portantes; mediante un análisis de precios unitarios, y un análisis estructural que incluye el diseño de sus elementos bajo las disposiciones del CEC-2001 y ACI 318-11. De acuerdo a los resultados obtenidos de dichos análisis se puede concluir lo siguiente:

- ✓ Los sistemas aporticado y aporticado con muros de corte son calculados para resistir en el rango elástico las fuerzas del Código Ecuatoriano de la Construcción, las cuales representan solo una fracción del sismo de diseño, por lo tanto, se debe concebir una estructura dúctil, capaz de disipar energía en el rango inelástico a través de la fluencia del acero de sus elementos a flexión, dado que el sismo de diseño puede producir fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código.
- ✓ El edificio de paredes portantes es calculado con un corte basal muy superior al recomendado por el Código Ecuatoriano de la Construcción para estructuras aporticadas dúctiles, y es porque las paredes tienen una relación de aspecto baja y la disipación de energía será reducida. Por lo tanto, se debe proveer al edificio de capacidad para resistir las sollicitaciones últimas en el rango elástico.
- ✓ Partiendo del principio de que a mayor comportamiento flexible de la estructura mayor es la deriva, y que dentro de los efectos sísmicos, dicha deriva, al no ser controlada, es la que produce los daños en la estructura. El edificio aporticado al ser precisamente un sistema flexible, requiere de secciones de gran tamaño, principalmente de las columnas, para resistir las altas sollicitaciones por

cortante que produce el sismo en ambas direcciones, y cumplir con derivas admisibles. En cambio en el edificio aporticado con muros de corte, el cumplimiento de las derivas se logra de manera satisfactoria, sin la necesidad de grandes secciones en sus elementos, debido a que son los muros de corte los que proporcionan gran rigidez a la estructura.

- ✓ En el edificio aporticado los daños presentados en elementos estructurales y no estructurales después de un sismo fuerte son graves, debido a que se trata de un sistema muy deformable. En el edificio aporticado con muros de corte al ser los muros los que le proporcionan de gran resistencia y rigidez lateral ante eventos sísmicos severos, los daños en vigas y columnas son controlados, pero los daños en los elementos no estructurales son evidentes. En el edificio de paredes portantes, es posible que se tenga muy poco daño localizado, debido a que se trata de un sistema rígido que es diseñado para soportar un sismo fuerte en el rango elástico.
- ✓ En el sistema aporticado, el diseño a cortante de las vigas y columnas se realiza en función de su máxima capacidad a flexión, y en el sistema aporticado con muros de corte, al ser los muros los que llevan más del 80% del corte generado por el sismo, son los elementos que se diseñan bajo esa condición. Dicha consideración se la hace para favorecer al agotamiento a flexión de estos elementos, y para evitar una falla por cortante.
- ✓ Considerando que el sistema de paredes portantes se diseña con un corte basal alto, en este caso igual al 30% del peso total de la estructura, el diseño a corte de las paredes podría realizarse en base al cortante de cálculo. Sin embargo, debido a que un sismo fuerte genera fuerzas de corte sumamente altas que pueden superar las solicitaciones de cálculo, en el presente estudio se acoge que el  $V_{u_{DISEÑO}} = 1.43 V_{u_{CÁLCULO}}$ .
- ✓ En el código se establece que cuando los esfuerzos de compresión inducidos por las cargas mayoradas incluido el sismo, superan  $0.2f_c$  se requiere de elemento de borde, pero esta condición es aplicable siempre y cuando la



estructura requiera de mucha ductilidad y los bordes comprimidos de los muros sufran gran deformación por compresión. En el caso de los edificios diseñados para que sean resistentes y poco dúctiles, el código no especifica claramente que hacer, por lo tanto acogiendo la recomendación del director del proyecto de titulación se establece que puede ser viable la utilización de hasta 0.3f'c, como parámetro de comparación.

- ✓ Al realizarse la comparación de los volúmenes de obra, con respecto al hormigón, se establece que el sistema de paredes portantes requiere de más hormigón, seguido por el sistema aporticado, con un 16.9% menos y finalmente por el sistema aporticado con muros de corte con un 17.6% menos.
- ✓ En cuanto al acero de refuerzo, se tiene que el sistema aporticado requiere de más cantidad de acero, seguido por el sistema aporticado con muros de corte con un 10.2% menos y finalmente por el sistema de paredes portantes con un 25.0% menos.
- ✓ En los dos primeros sistemas es necesario enlucir las mamposterías para tener un acabado previo al estucado, sin embargo en el sistema de paredes portantes debido al encofrado utilizado, solo se requiere de resane en las paredes, lo que implica tener un ahorro de alrededor del 2% en el costo total de la estructura.
- ✓ El valor del encofrado para el edificio de paredes portantes es 76% veces mayor, en comparación al utilizado en los otros dos edificios.
- ✓ De acuerdo al análisis comparativo de costos directos realizado, se tiene que el edificio aporticado es el más costoso, con un precio total de \$1 676 900.00, seguido del edificio aporticado con muros de corte con un ahorro de \$ 153 719.48, lo que representa un 9.17% menos, y finalmente el más económico es el sistema de paredes portantes, con un ahorro de \$ 280 921.82, lo que representa un 16.75% menos respecto al más costoso.

- ✓ Para el edificio analizado en el presente proyecto que consta de 10 pisos y 31m de altura, el concebir un sistema conformado por vigas y columnas resulta costoso; pues a medida que la estructura va adquiriendo altura, la rigidez de la edificación va disminuyendo y se vuelve necesario el aumento exagerado en las secciones de los elementos estructurales para el cumplimiento de las derivas. Por esta razón se recomienda la aplicación de un sistema donde se combinen vigas y columnas con muros de corte o un sistema conformado por paredes portantes.
- ✓ De acuerdo al análisis realizado para el edificio en estudio, el sistema aporticado con muros de corte junto con el sistema de paredes portantes son las mejores opciones para ejecutar el proyecto, ya que demostraron tener un mejor comportamiento sísmico y además son económicamente factibles.
- ✓ El sistema de paredes portantes es aproximadamente 11% menos pesado que los otros dos sistemas planteados, el corte basal aplicado es alrededor de tres veces mayor que el aplicado en las otras dos propuestas, y su costo es aproximadamente 17% menor que el sistema aporticado, por lo tanto, es mucho más sismorresistente y más económico.
- ✓ Si se utiliza el sistema de paredes portantes en un edificio, es necesario comprar una parte del encofrado, similar a lo que se hizo en éste estudio (un equipo adquirido para la fundición de un departamento por planta), ya que de esta manera con el uso repetitivo del equipo, la inversión realizada quedará compensada. Cabe señalar que de no hacerse la compra del equipo de encofrado para el edificio de paredes portantes, habría que alquilarlo para toda la estructura, y esto involucraría un aumento en su costo total. En el caso particular de éste estudio, dicho edificio sería aproximadamente un 7% más caro que el edificio con muros de corte, pero aun así, se debería preferir el sistema de paredes portantes porque es mucho mejor estructuralmente.
- ✓ Es importante mencionar que hasta que se logre el cambio del uso tradicional de pórticos al de paredes portantes, por lo menos se debería utilizar diafragmas

en la configuración estructural de las edificaciones, ya que como se mencionó anteriormente el sistema aporticado con muros de corte es más económico y tiene un comportamiento sismorresistente mucho mejor que el aporticado.

- ✓ La utilización del sistema de paredes portantes es indudablemente mejor, tanto estructural como económicamente, pero para que su comportamiento sísmico sea el adecuado, es fundamental tener un correcto planteamiento arquitectónico, es decir, tener paredes simétricas en planta, además que se debe cuidar que las vigas de acople (elementos que unen dos muros) tiendan a ser cuadradas, ya que de esta manera los muros estructurales que por razones arquitectónicas tienen aberturas, pueden comportarse a flexión como un solo muro sólido.

## 7.2 RECOMENDACIONES

- ✓ La utilización de malla electrosoldada en el sistema de paredes portantes es aceptable cuando la estructura no va a tener un agotamiento a flexión, pero en éste caso debido a que se trata de un edificio alto, que está conformado en su mayoría por muros con aberturas, se recomienda utilizar acero laminado en caliente, debido a las incertidumbres propias del comportamiento estructural de estos muros, y además porque el sismo de diseño puede producir fuerzas superiores al corte basal aplicado, que para este edificio es igual al 30% de su peso.
- ✓ En los sistemas analizados del presente estudio, no se ha tomado en cuenta los costos indirectos de la construcción, ni el tiempo de ejecución de la obra, sin embargo dichos parámetros pueden impactar de manera importante en el presupuesto final del proyecto, especialmente porque entre menos tiempo tome una construcción, menos costos tendrá. Por lo tanto se recomienda realizar estudios más detallados de los costos para obtener presupuestos más apegados a la realidad.

- ✓ En los edificios que tienen un comportamiento a flexión y requieren de gran ductilidad, se puede utilizar el factor de reducción de respuesta (R) que dispone el Código Ecuatoriano de la Construcción, pero cuando se trata de un edificio cuyo comportamiento predominante es corte, lo especificado en el código no es aplicable y se recomienda utilizar un  $R=4$  para calcular el cortante basal.
- ✓ Tomando en cuenta que lo ideal en el sistema de paredes portantes, es tener secciones continuas en toda la elevación; cuando un edificio tiene subsuelos, se podría presentar un problema si no se toman las precauciones debidas en el caso, ya que las paredes al impedir la movilización vehicular en esos lugares, necesariamente deben ser interrumpidas con el afán de crear espacios para parquear. Con este antecedente, se recomienda realizar un trabajo conjunto con un arquitecto, con el fin de conservar la mayor parte de paredes continuas, y obtener una adecuada disposición de éstas. En el caso de que sea inevitable tener paredes discontinuas, es recomendable colocar columnas bien confinadas bajo las mismas, para que así tengan donde apoyarse.
- ✓ La construcción de cualquier sistema estructural debe estar bajo el permanente control de profesionales capacitados, quienes deben hacer cumplir de manera obligatoria los requerimientos establecidos en el diseño sismorresistente del edificio, ya que de esta forma se pueden erigir edificaciones seguras, y menos vulnerables ante sismos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar R., Revelo M., Tapia W. Análisis de Conexiones Viga-Columna de acuerdo al código ACI 318SR-05. Quito, Ecuador.

Alarcón J. y Franco G. (2010). El terremoto de magnitud 8,8 de Maule (Chile), Evaluación sismológica y observaciones del estudio de campo. Chile

Alcocer, S. (1995). Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado: Muros Estructurales. México D.F.

American Concrete Institute. (2011). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-11).

Cámara de la Construcción de Quito. (2014). Revista Construcción. Quito, Ecuador.

Capa, V. (2014). Edificios vulnerables en zonas sísmicas. Loja, Ecuador

Correa, M., Machado, L. (2012). Análisis comparativo económico – estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2001). Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos de diseño generales. Quito: INEN

Instituto del Cemento del Hormigón de Chile (2013). Metodología de Diseño Sísmico de Muros en Edificios.

Jaramillo, D. (2009). Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Music, J. (2014). Diseño de Muros de Hormigón Armado según la normativa vigente en Chile. Antofagasta, Chile.

Nilson A. (1997). Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.

Panuigua, A. (1981). Diagramas de interacción para porcentajes altos de acero en columnas a flexo compresión. Tesis de Licenciatura Puebla.

Paulay, T. and Priestley, N. (1991). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. pp. 368-369.

Placencia, P. (1999). Curso Diseño. Sismorresistente de edificios con vigas banda. Quito, Ecuador.

Placencia, P. (2011). Apuntes de hormigón armado III. Quito, Ecuador.

Placencia, P. (2013). Apuntes de proyectos estructurales y configuración estructural. Quito, Ecuador.

Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica. La Ingeniería Sismorresistente. Chile

Rivas, J. (2006). Análisis de relación de aspectos de muros. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

## **ANEXOS**

**ANEXO No 1**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS RUBROS PARA LAS  
TRES PROPUESTAS ESTRUCTURALES**



## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 001  
 RUBRO: Hormigón Simple en Replanteo f'c=140kg/cm<sup>2</sup>  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Concreteira 1 saco Herramienta menor (5.00% M.O.)	1.00	3.75	3.75	1.0000	3.75 1.07
SUBTOTAL M					4.82
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	4.00	3.05	12.20	1.0000	12.20
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	1.0000	6.02
Maestro de obra (ESTR. OC. C2)	1.00	3.21	3.21	1.0000	3.21
SUBTOTAL N					21.43
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=140 KG/CM2	m3	1.0000	68.34	68.34	
SUBTOTAL O					68.34
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					94.59
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					94.59

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 002  
 RUBRO: Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=280kg/cm<sup>2</sup>, (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	11.00	0.20	2.20	1.2100	2.66
Vibrador	1.00	4.00	4.00	1.2100	4.84
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>7.50</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTR. OC. E2)	6.00	3.01	18.06	1.2100	21.85
Albañil (ESTR. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	1.2100	7.38
Maestro de obra (ESTR. OC. C2)	1.00	3.21	3.21	1.2100	3.88
Carpintero (ESTR. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	1.2100	3.69
Ayudante de carpintero (ESTR.OCUP.E2)	2.00	3.01	6.02	1.2100	7.28
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>44.09</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Encofrado	m <sup>2</sup>	0.7000	100.70	70.49	
Hormigón premezclado 280kg/cm <sup>2</sup> + Bomba + Plastificante	m <sup>3</sup>	1.0100	105.00	106.05	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>176.54</b>
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>228.13</b>
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					<b>228.13</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 003  
 RUBRO: Hormigón en Vigas de Cimentación f'c=210kg/cm<sup>2</sup> (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	11.00	0.20	2.20	1.2100	2.66
Vibrador	1.00	4.00	4.00	1.2100	4.84
SUBTOTAL M					7.50
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTR. OC. E2)	6.00	3.01	18.06	1.2100	21.85
Albañil (ESTR. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	1.2100	7.38
Maestro de obra (ESTR. OC. C2)	1.00	3.21	3.21	1.2100	3.88
Carpintero (ESTR. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	1.2100	3.69
Ayudante de carpintero (ESTR.OCUP.E2)	2.00	3.01	6.02	1.2100	7.28
SUBTOTAL N					44.09
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Encofrado	m <sup>2</sup>	0.7000	100.70	70.49	
Hormigón premezclado 210kg/cm <sup>2</sup> + Bomba+Plastificante	m <sup>3</sup>	1.0100	90.70	91.61	
SUBTOTAL O					162.10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					213.69
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					213.69

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 004  
 RUBRO: Hormigón en Columnas, f'c = 280Kg/cm², (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m³

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.93
Concreteira 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.67	1.41
Vibrador	1.00	1.99	1.99	0.67	1.33
SUBTOTAL M					4.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	11.00	3.01	33.11	0.67	22.18
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	0.67	4.09
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	0.67	4.03
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.10	3.21	0.32	0.67	0.22
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.00	3.05	12.20	0.67	8.17
SUBTOTAL N					38.69
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	1.00	105.00	105.00	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	20.0	5.95	119.00	
SUBTOTAL O					224.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					267.37
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					267.37

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 005  
 RUBRO: Hormigón en Columnas, f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup>, (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.93
Concreteira 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.67	1.41
Vibrador	1.00	1.99	1.99	0.67	1.33
SUBTOTAL M					4.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	11.00	3.01	33.11	0.67	22.18
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	0.67	4.09
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	0.67	4.03
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.10	3.21	0.32	0.67	0.22
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.00	3.05	12.20	0.67	8.17
SUBTOTAL N					38.69
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1.00	90.70	90.70	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	20.0	5.95	119.00	
SUBTOTAL O					209.70
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					253.07
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					253.07

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 006  
 RUBRO: Hormigón en Vigas, f'c = 280Kg/cm², (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m³

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	13.00	0.25	3.25	1.52	4.92
Concretera 1 saco	1.0	2.10	2.10	1.52	3.18
Vibrador	1.0	1.99	1.99	1.52	3.01
SUBTOTAL M					11.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	11.0	3.01	33.11	1.52	50.16
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.0	3.05	6.10	1.52	9.24
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.0	3.01	6.02	1.52	9.12
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.0	3.21	3.21	1.52	4.86
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.0	3.05	12.20	1.52	18.48
SUBTOTAL N					91.87
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	1.00	105.00	105.00	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	16.0	5.95	95.20	
SUBTOTAL O					200.20
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					303.19
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					303.19

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 007  
 RUBRO: Hormigón en Vigas, f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup>, (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	13.00	0.25	3.25	1.52	4.92
Concretera 1 saco	1.0	2.10	2.10	1.52	3.18
Vibrador	1.0	1.99	1.99	1.52	3.01
SUBTOTAL M					11.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	11.0	3.01	33.11	1.52	50.16
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.0	3.05	6.10	1.52	9.24
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.0	3.01	6.02	1.52	9.12
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.0	3.21	3.21	1.52	4.86
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.0	3.05	12.20	1.52	18.48
SUBTOTAL N					91.87
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	1.00	90.70	90.70	
AUX: ENCOFRADO TABLERO CONTRACHAPADO	m2	16.0	5.95	95.20	
SUBTOTAL O					185.90
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					288.89
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					288.89

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 008  
 RUBRO: Hormigón en Losas, (Loseta de Compresión + Nervios)  
 f'c=280kg/cm<sup>2</sup> (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)	1.00	0.10	0.10	1.9820	0.20
Vibrador	1.00	1.99	1.99	1.9820	3.94
SUBTOTAL M					4.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	3.00	3.05	9.15	1.9820	18.14
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.21	3.21	1.9820	6.36
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	3.00	3.01	9.03	1.9820	17.90
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	1.9820	12.09
SUBTOTAL N					54.49
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Encofrado	m <sup>2</sup>	2.5000	12.00	30.00	
Curador	kg	1.0000	1.20	1.20	
Hormigón f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.0500	105.00	110.25	
Clavos	kg	2.0000	4.43	8.86	
SUBTOTAL O					150.31
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					208.94
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					208.94

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA



## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 009  
 RUBRO: Hormigón en Losas, (Loseta de Compresión + Nervios)  
 f'c=210kg/cm<sup>2</sup> (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)	1.00	0.10	0.10	1.9820	0.20
Vibrador	1.00	1.99	1.99	1.9820	3.94
SUBTOTAL M					4.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	3.00	3.05	9.15	1.9820	18.14
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.21	3.21	1.9820	6.36
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	3.00	3.01	9.03	1.9820	17.90
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	1.9820	12.09
SUBTOTAL N					54.49
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Encofrado	m <sup>2</sup>	2.5000	12.00	30.00	
Curador	kg	1.0000	1.20	1.20	
Hormigón f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1.0500	90.70	95.24	
Clavos	kg	2.0000	4.43	8.86	
SUBTOTAL O					135.30
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					193.92
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					193.92

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 010  
 RUBRO: Hormigón en Losas Macizas e=15cm, f'c=210kg/cm²  
 UNIDAD: m³

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Concretera 1 saco	1.00	3.75	3.75	1.00	3.75
Vibrador	1.00	2.66	2.66	1.00	2.66
Elevador (1 saco)	1.00	3.76	3.76	1.00	3.76
Herramienta menor(5% M.O)					2.73
SUBTOTAL M					12.90
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	9.00	3.01	27.09	1.00	27.09
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	6.00	3.05	18.30	1.00	18.30
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	1.00	6.02
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.21	3.21	1.00	3.21
SUBTOTAL N					54.62
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1.00	90.70	90.70	
SUBTOTAL O					90.70
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					158.22
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					158.22

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 011  
 RUBRO: Hormigón en Muros de Corte, f'c=210kg/cm<sup>2</sup> (Inc. Encofrado)  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	12.00	0.23	2.76	0.695	1.93
Vibrador	1.0	4.00	4.00	0.695	2.78
Concretera 1 saco	1.0	4.25	4.25	0.695	2.95
SUBTOTAL M					7.66
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	10.0	3.01	30.01	0.695	20.92
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	6.0	3.05	18.30	0.695	12.72
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.0	3.21	3.21	0.695	2.23
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.0	3.05	12.20	0.695	8.48
SUBTOTAL N					44.35
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1.03	90.70	93.42	
ENCOFRADO MURO 2 LADOS	m2	1.0	55.00	55.00	
SUBTOTAL O					148.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					200.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					200.43

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 012  
 RUBRO: Hormigón en Paredes Portantes,  $f'c=210\text{kg/cm}^2$   
 UNIDAD:  $\text{m}^3$

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	12.00	0.20	2.40	1.12	2.69
Vibrador	1.0	4.00	4.00	1.12	4.48
Concretera 1 saco	1.0	4.25	4.25	1.12	4.76
SUBTOTAL M					11.93
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	10.0	3.01	30.10	1.120	33.71
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.0	3.05	6.10	1.120	6.83
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.0	3.21	3.21	1.120	3.60
SUBTOTAL N					44.14
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO $f'c=210\text{ KG/CM}^2$ + BOMBA + PLASTIFICANTE	$\text{m}^3$	1.03	90.70	93.42	
SUBTOTAL O					93.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					149.49
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					149.49

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 013  
 RUBRO: Acero de Refuerzo,  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$  + Alambre galvanizado#18  
 UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Cizalla (5.00% M.O.)					0.014
SUBTOTAL M					0.014
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Fierrero (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.0300	0.09
Ayudante de fierrero (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.0600	0.18
SUBTOTAL N					0.27
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
ACERO DE REFUERZO 14 -32	kg	1.0500	1.18	1.24	
ALAMBRE GALVANIZADO #18	kg	0.0500	2.10	0.11	
SUBTOTAL O					1.34
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.63
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1.63

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 014  
 RUBRO: Malla electrosoldada 4.5mm@15cm, fy=5000kg/cm<sup>2</sup>  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O)					0.001
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Ayudante en general (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.0330	0.10
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.0330	0.10
SUBTOTAL N					0.20
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Malla electrosoldada 4.5@15cm	kg	1.050	3.26	3.42	
Alambre Galvanizado #18	kg	0.050	1.90	0.09	
SUBTOTAL O					3.51
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.72
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3.72

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 015  
 RUBRO: Malla electrosoldada 5.5mm@15cm, fy=5000kg/cm<sup>2</sup>  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O)					0.001
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Ayudante en general (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.0330	0.10
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.0330	0.10
SUBTOTAL N					0.20
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Malla electrosoldada 4.5@15cm	kg	1.050	3.93	4.13	
Alambre Galvanizado #18	kg	0.050	1.90	0.09	
SUBTOTAL O					4.22
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					4.43

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 016  
 RUBRO: Casetones de poliestireno 60x60x25  
 UNIDAD: u

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	0.10	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.10	0.30
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.05	3.05	0.01	0.03
SUBTOTAL N					0.33
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
Casetón de poliestireno 60x60x25	u	1.00	4.00	4.00	
SUBTOTAL O					4.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.35
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					4.35

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA



## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 017  
 RUBRO: Hormigón en Columnas, f'c = 210Kg/cm<sup>2</sup>  
 UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					1.93
Concreteira 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.67	1.41
Vibrador	1.00	1.99	1.99	0.67	1.33
SUBTOTAL M					4.67
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	11.00	3.01	33.11	0.67	22.18
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	2.00	3.05	6.10	0.67	4.09
Ayudante de albañil (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	0.67	4.03
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.10	3.21	0.32	0.67	0.22
Carpintero (ESTRUC. OCUP. D2)	4.00	3.05	12.20	0.67	8.17
SUBTOTAL N					38.69
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: HORMIGÓN SIMPLE F'C=210 KG/CM2	m3	1.00	90.70	90.70	
SUBTOTAL O					90.70
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					134.07
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					134.07

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 018  
 RUBRO: Encofrado y Desencofrado Pared-Losa  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.12
SUBTOTAL M					0.12
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	2.00	3.01	6.02	0.20	1.20
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.20	0.61
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.05	3.05	0.20	0.61
Inspector (ESTRUC. OCUP. B3)	0.10	3.38	0.34	0.20	0.07
SUBTOTAL N					2.49
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.62
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2.62

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 019  
 RUBRO: Mampostería de bloque carga e=20cm, Mortero 1:6, e=3.0cm  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.25
Andamio	1.30	0.20	0.26	1.00	0.26
SUBTOTAL M					0.51
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.7000	2.11
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.7000	2.14
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	3.21	3.21	0.2500	0.81
SUBTOTAL N					5.06
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
BLOQUE DE CARGA 20X20X40	u	13.00	0.52	6.76	
AUX: MORTERO CEMENTO:ARENA 1:6	m3	0.02	63.47	1.27	
AGUA	m3	0.001	0.72	0.01	
SUBTOTAL O					8.04
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					13.61
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					13.61

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 020  
 RUBRO: Mampostería de bloque carga e=15cm, Mortero 1:6, e=2.5cm  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.23
Andamio	1.30	0.20	0.26	0.71	0.18
SUBTOTAL M					0.41
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.710	2.14
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.710	2.17
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.1	3.21	0.35	0.710	0.26
SUBTOTAL N					4.57
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
BLOQUE DE CARGA 15X20X40	u	13.00	0.47	6.11	
AUX: MORTERO CEMENTO:ARENA 1:6	m3	0.02	63.47	1.27	
AGUA	m3	0.001	0.72	0.01	
SUBTOTAL O					7.39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.37
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					12.37

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 021  
 RUBRO: Mampostería de bloque carga e=10cm, Mortero 1:6, e=2.0cm  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.22
Andamio	0.47	0.20	0.09	0.70	0.07
SUBTOTAL M					0.29
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.700	2.11
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.700	2.14
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.1	3.21	0.32	0.700	0.23
SUBTOTAL N					4.48
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
BLOQUE DE CARGA 10X20X40	u	13.00	0.42	5.46	
AUX: MORTERO CEMENTO:ARENA 1:6	m3	0.02	63.47	1.27	
AGUA	m3	0.050	0.72	0.04	
SUBTOTAL O					6.77
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11.54
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					11.54

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 022  
 RUBRO: Enlucido Liso Exterior (Inc. Andamios)  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.30
Andamio	2.00	0.20	0.40	0.950	0.38
SUBTOTAL M					0.68
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.950	2.86
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.950	2.90
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	0.10	3.21	0.32	0.950	0.30
SUBTOTAL N					6.06
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: MORTERO CEMENTO : ARENA 1:4	m3	0.0200	81.20	1.62	
IMPERMEABILIZANTE PARA MORTEROS/SIKA1	kg	0.1500	1.58	0.24	
SUBTOTAL O					1.86
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.60
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8.60

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL  
 No: 023  
 RUBRO: Enlucido Vertical (Inc. Andamios)  
 UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)					0.27
Andamio	1.00	0.25	0.25	1.0000	0.25
SUBTOTAL M					0.52
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	2.78	2.78	0.9000	2.50
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	2.82	2.82	0.9000	2.54
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C2)	1.00	2.94	2.94	0.1500	0.44
SUBTOTAL N					5.48
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
AUX: MORTERO CEMENTO : CEMENTINA : ARENA 1:1:8	m3	0.0100	58.53	0.59	
AUX: MORTERO CEMENTO:ARENA 1:6	m3	0.0150	63.47	0.95	
SUBTOTAL O					1.54
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.54
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				0.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					7.54

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL

No: 024

RUBRO: Resanado de Paredes

UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)				1.0	0.08
Andamio módulo	1.00	0.20	0.20	0.26	0.05
Equipo de protección industrial	1.00	0.06	0.06	0.26	0.02
Equipo de trabajos en altura	1.00	0.08	0.08	0.26	0.02
SUBTOTAL M					0.17
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1.00	3.05	3.05	0.2600	0.79
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1.00	3.01	3.01	0.2600	0.78
SUBTOTAL N					1.58
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
CABONATO TIPO A	qq	0.0200	11.19	0.22	
RESINA	gl	0.0270	7.91	0.21	
ESPESANTE	lb	0.0110	7.59	0.08	
REVESTIN	gl	0.0270	7.59	0.20	
LIJA	hoja	0.2000	0.39	0.08	
SUBTOTAL O					0.80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.55
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2.55

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA



## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS( A.P.U)

NOMBRE DEL OFERENTE : LILIANA BARROS - JOHANNA PEÑAFIEL

No: 025

RUBRO: Resanado de Tumbado

UNIDAD: m<sup>2</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Herramienta menor (5.00% M.O.)	1.00	1.00	1.00	0.45	0.45
Andamio módulo	2.00	0.20	0.40	0.45	0.18
Equipo de protección industrial	1.00	0.06	0.06	0.45	0.03
Equipo de trabajos en altura	1.00	0.08	0.08	0.45	0.04
SUBTOTAL M					0.69
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C = A x B	RENDIMIENTO R	COSTO D = C x R
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	0.50	3.05	1.53	0.450	0.69
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	0.50	3.01	1.51	0.450	0.68
Inspector (ESTRUC. OCUP. B3)	0.10	3.38	0.34	0.450	0.15
SUBTOTAL N					1.52
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	P. UNITARIO B	COSTO C = A x B	
CABONATO TIPO A	qq	0.0200	11.19	0.22	
RESINA	gl	0.0270	7.91	0.21	
ESPESANTE	lb	0.0110	7.59	0.08	
REVESTIN	gl	0.0270	7.59	0.20	
LIJA	hoja	0.2000	0.39	0.08	
SUBTOTAL O					0.80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.01
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 0.00%					0.00
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3.01

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

**ANEXO No 2**

**PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO APORTICADO**

**(VER ARCHIVO DIGITAL)**

**ANEXO No 3**

**PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO APORTICADO CON**

**MUROS DE CORTE**

**(VER ARCHIVO DIGITAL)**

**ANEXO No 4**  
**PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE PAREDES**  
**PORTANTES**  
**(VER ARCHIVO DIGITAL)**

**ANEXO No 5**  
**ENCOFRADO ACERO- MADERA**

## **ENCOFRADO ACERO MADERA – FORSA**

Para el presente trabajo se ha cotizado el encofrado con la empresa FORSA. Por recomendación de la empresa, se adquiere un equipo de encofrado, el cual contiene los elementos mencionados posteriormente, y corresponde al fundido de un departamento por planta. Además de enviar un técnico a obra, quien estará presente durante los primeros 8 vaciados con el fin de capacitar al personal y fiscalizar que todo el proceso se lleve a cabo de manera adecuada.

Un vaciado corresponde al fundido de un departamento.

### **CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA**

- Diseño práctico y resistente

Está conformada por marcos de acero de alta resistencia y cara de contacto de madera contrachapada, que unidos forman una estructura autoportante capaz de soportar presiones sin deformarse. Una vez endurecido el concreto pueden ser retiradas y reutilizadas.

- Fácil manipulación

Es una estructura liviana, simple de armar y desarmar y fácil de transportar, condición que hace que los trabajos se puedan efectuar con mayor velocidad.

- Buen acabado del concreto

Se logra un acabo homogéneo y parejo, por la cara de contacto que es de madera.

### **ELEMENTOS DEL SISTEMA**

Los elementos que conforman el encofrado reciben su nombre dependiendo de la empresa fabricante, tales como:

- **FORMALETA STANDAR**

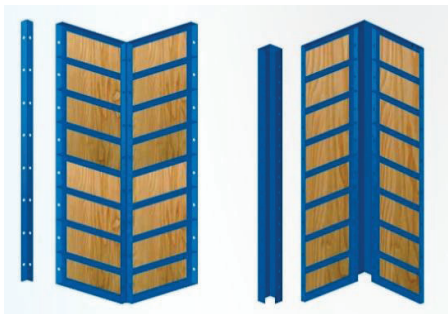
Le da forma al concreto y usualmente ayuda a definir su aspecto, por lo tanto la selección de la misma debe hacerse siguiendo los parámetros establecidos por el diseño arquitectónico. Éste elemento debe ser ajustable, para evitar pérdidas de lechada y las contracciones de los agregados, además debe ser indeformable para conservar las formas y oponer a la vibración una resistencia suficiente.



1. Marco fabricado con perfil de acero laminado en frío que brinda alta resistencia a las presiones y a los impactos.
2. Manijas integradas al panel en la parte superior e inferior para facilitar su manejo.
3. Refuerzos horizontales.
4. Perforaciones cada 30 cm para el ensamblaje entre paredes
5. La cara de contacto de madera contrachapada de 12,7mm de espesor de alta densidad se compone de:
  - Capas de fibra ubicadas en ambos sentidos, las cuales soportan las presiones.
  - Película fenólica de alta densidad que la hace resistente al agua y al desgaste por la abrasión del concreto.

La altura de los paneles varía entre 60 y 240cm con aumentos de 30cm. El ancho estándar de los paneles es 60cm y varía desde 5 hasta 60cm con aumentos de 5cm.

- **ÁNGULO EXTERIOR Y ESQUINERO DE MURO INTERNO**



Perfil completo en acero utilizado para cerrar los paneles que forman las esquinas externas e internas en ángulo de 90°. Para las esquinas internas se utiliza esquinero de 10 a 15cm.

- TAPAMUROS



Lámina de acero de 1/4" con perforaciones a la misma distancia de los paneles, que se utiliza para cerrar los paneles que conforman los vanos de ventanas y puertas; y los muros de corredores, pasadizos y espacios abiertos.

- FILLER DE AJUSTE



Se utiliza como elemento de ajuste o comodín cuando el espacio es menor o igual a 5cm. Hay disponibles Filler de 1, 2,5 y 5cm con los que se logran diferentes dimensiones.

- TENSOR DE MUROS



Para ayudar a llevar o traer un muro a plomo se utiliza el tensor, el cual está diseñado para acoplarse fácilmente al panel de muro con el mismo pin y cuña. El sistema pivotado en el extremo permite que se ancle el piso asegurando su posición.

- ALINEACIÓN DE MUROS



Para mantener alineados los muros, se instala el portalineador en cada junta de los paneles, en la parte superior e inferior de cada panel y se ajusta con pasador corto y cuña curva. Posteriormente se insertan los ángulos alineadores de 2 1/2" x 2 1/2" x 1 1/4".

- LOSAS PUNTAL



Las losas se modulan ubicando en cada espacio la losa puntal que tiene como función apuntalar la losa y quedar fija una vez se desencofre la losa.



## ACCESORIOS DE SUJECIÓN

- CUÑA CORTA PLANA



Sirven para ensamblar los paneles entres sí, son fabricados en acero de alta resistencia mecánica con tratamiento térmico para soportar cargas elevadas de trabajo.

- PASADORES



Se utilizan para instalar los portalineadores, el tensor de muro y los andamios alineadores.

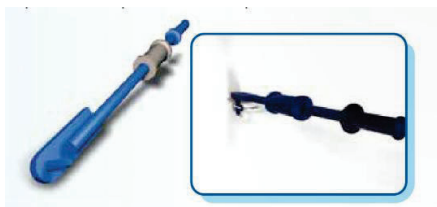
- CORBATAS



Fabricadas en acero al carbono de alta resistencia para que soporten las presiones del concreto. Con las corbatas se sujetan los paneles que encofran los muros y determinan.

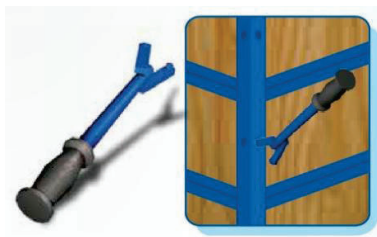
## HERRAMIENTAS Y CONSUMIBLES

- SACACORBATAS



Se utiliza para extraer las corbatas que quedan insertadas en el muro de concreto después de desencofrar. Su fácil extracción depende de que a cada corbata se le haya puesto su respectiva funda de polietileno.

- SACAPANEL



Con esta herramienta se separa la formaleta del muro ya fundido de manera ágil y segura.

- FUNDA PARA CORBATA



Fabricadas en espuma de polietileno. Su función es cubrir la corbata de acero para que el concreto no se le adhiera y así pueda ser reutilizada.

- SEPARADORES MURO Y LOSA



Se utilizan para distanciar las mallas electro-soldadas de la cara de contacto de las formaletas, de tal manera que el concreto quede recubriendo la malla de manera uniforme hacia ambos lados.

**FORSA**  
**ENCOFRADO ACERO MADERA**

COTIZACIÓN

Quito, Noviembre 22 del 2014

Atención: Srtas. Liliana Barros y Johanna Peñafiel

Presente.

Detalle: Equipo de encofrado para paredes portantes

A continuación se describe los elementos que incluyen el equipo de encofrado, y el número de usos de cada uno.

DESCRIPCIÓN	UND	No. USOS
Formaleta estándar	m <sup>2</sup>	125
Ángulo exterior y esquinero de muro interno	ml	250
Tapamuros	ml	250
Filler de ajuste	ml	500
Tensor de muros	u	500
Alineación de muros	u	500
Cuñas corta plana	u	250
Pasador Corto	u	500
Corbata M- 8cm	u	250
Saca Corbatas de Impacto	u	250
Saca Paneles	u	250
Funda para corbata	u	consumible diario
Separadores de malla	u	consumible diario
Losas puntal	u	500
Viguetas	u	500

Valor por metro cuadrado del equipo de encofrado para paredes portantes \$195.00

Valor por metro cuadrado del equipo de encofrado para losas \$59.42

Los precios no incluyen IVA.

Atentamente,

Agente vendedor Mario Monera

E mail: mariomonera@forsa.net.co

Celular: 0981784204