



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

**MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

**TÍTULO DEL PROYECTO:**

“REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO  
SISMO-RESISTENTE DE VIVIENDAS DE CONCRETO  
REFORZADO EN LOSAS CON VIGAS BANDA”

**AUTOR:**

CARLOS ROLANDO NÚÑEZ LEÓN

**DIRECTOR:**

ING. JORGE FLORES

**RIOBAMBA- ECUADOR**

**2012**

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título:  
“REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO-  
RESISTENTE DE VIVIENDAS DE CONCRETO REFORZADO EN LOSAS  
CON VIGAS BANDA”

Presentado por: Carlos Rolando Núñez León, y dirigida por: Ing. Jorge Flores.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Ángel Paredes  
**Presidente del Tribunal**

-----  
**Firma**

Ing. Jorge Flores  
**Director del Proyecto**

-----  
**Firma**

Ing. Alexis Martínez  
**Miembro del Tribunal**

-----  
**Firma**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

*La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Carlos Rolando Núñez León e Ing. Jorge Flores y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo.*

## **AGRADECIMIENTO**

*Agradezco a mi Dios todo poderoso, por darme la vida y la sabiduría suficiente para avanzar en la carrera propuesta para obtener este anhelado título profesional, a la Facultad de Ingeniería, a mis profesores por haberme guiado en este largo camino hacia la gloria, a los miembros del tribunal que han aportado para el desarrollo de esta investigación, y a todas las personas que de una forma directa o indirectamente cooperaron para el bienestar profesional de mi persona.*

## **DEDICATORIA**

*La presente investigación la dedico a mi querida hija Arianna Paola, A mi madre Clarita León y a mis hermanos quienes conjuntamente han sabido apoyarme en todos los obstáculos que se han presentado durante mi vida universitaria para llegar a ser profesional.*

***Carlos Rolando Núñez León***

# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL .....	I
ÍNDICE DE TABLAS .....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XI
GLOSARIO Y ABREVIATURAS .....	XIV
I. RESUMEN .....	xv
II. INTRODUCCIÓN .....	1
III. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	2
A. <i>CONCEPTOS FUNDAMENTALES</i> .....	2
1. LA SISMICIDAD .....	2
2. CONCEPCIÓN DE LA SÍSMICA.....	2
3. ORIGEN DE LOS SISMOS.....	3
4. MOVIMIENTOS DE LA CORTEZA.....	3
5. FUERZAS TECTÓNICAS .....	4
6. PLACAS TECTÓNICAS.....	4
7. LOS SISMOS Y LAS PLACAS TECTÓNICAS NAZCA.....	5
8. CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.....	6
B. <i>PROBLEMAS COMUNES EN EDIFICACIONES CON MALA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL</i> .....	7
1. RIESGOS SÍSMICOS .....	7
2. SISMISIDAD EN ECUADOR.....	8
3. FUNDAMENTACIÓN DEL MAPA DE ZONIFICACIÓN .....	8
4. ESCALAS DE MEDICIÓN .....	18

	Intensidad .....	18
	Magnitud.....	20
5.	TERREMOTO EN RIOBAMBA.....	22
6.	RIESGOS ANTRÓPICOS .....	25
7.	VULNERABILIDAD FÍSICA DE EDIFICACIONES .....	25
8.	MAL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS CONSTRUCCIONES.....	26
<i>C.</i>	<i>RAZONES FUNDAMENTALES DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....</i>	<i>26</i>
1.	MALA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO EN PLANTA (TORSIÓN) ....	27
2.	FALTA DE ESTRUCTURACIÓN .....	27
3.	SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS.....	28
4.	ESTRUCTURACIÓN PATOLÓGICA.....	28
	Columnas Cortas .....	28
	Piso Blando.....	29
5.	MALA CIMENTACIÓN .....	30
6.	FALTA DE RESISTENCIA .....	30
7.	DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS.....	30
8.	MANO DE OBRA NO CALIFICADA .....	30
<i>D.</i>	<i>CAUSAS DE DESTRUCCIÓN DE EDIFICIOS.....</i>	<i>31</i>
1.	CONSTRUCCIONES SOBRE RELLENOS HETEROGÉNEOS.....	31
2.	DESLIZAMIENTOS DE SUELO.....	31
3.	CONSTRUCCIONES DE UNO Y DOS PISOS.....	32
4.	EDIFICIOS CONSTRUIDOS EN DÉCADAS PASADAS .....	32
<i>E.</i>	<i>REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA ELABORACIÓN DE PROYECTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO CON LOSAS CON VIGAS BANDA EN ZONAS DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA.....</i>	<i>32</i>
1.	DEFINICIONES.....	33
2.	REQUISITOS QUE DEBERÁN CONTENER EN LA MEMORIA TÉCNICA.....	36

IV. METODOLOGÍA .....	56
A. TIPO DE ESTUDIO .....	56
1. Métodos .....	56
2. Técnicas .....	57
3. Instrumentos .....	57
B. POBLACIÓN Y MUESTRA .....	57
C. PROCEDIMIENTOS .....	59
D. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE MUESTRAS .....	61
1. BOSQUEJO DE LA ELABORACIÓN DE MODELOS .....	62
2. MÉTODO DE ANÁLISIS PARA INGRESAR LAS MUESTRAS PARA OBTENER RESULTADOS EN EL PROGRAMA ETABS. ....	72
2.1 Cambio de unidades .....	72
2.2 A continuación se crea un nuevo modelo .....	72
2.3 Modelos definidos por el programa. ....	73
2.4 Configurar las características físicas de los materiales a utilizar.....	74
2.5 Crear las secciones en el menú Define – Frame Sections.....	75
2.6 Asignación de las propiedades de la losa.....	76
2.7 Asignación de nervios en la losa.....	77
2.8 Definición de estados de carga. ....	78
2.9 Coeficiente Para Determinar Cargas Laterales .....	79
2.10 Combinaciones De Cargas.....	80
2.11 Definición del Diafragma .....	81
2.12 Asignación del Diafragma .....	82
2.13 Definición De Masa .....	82
2.14 Determinación Del Análisis Modal Espectral .....	83



2.15	Se Define El Caso De Análisis .....	84
2.16	Definición de porcentaje de amortiguamiento.....	84
2.17	Análisis dinámico. ....	86
2.18	Parámetro para el análisis dinámico. ....	86
2.19	Parámetro para el efecto P-Delta. ....	87
3.	BOSQUEJO DE LA ELABORACIÓN DEL SEGUNDO MODELO .....	88
4.	COMBINACIONES DE CARGA .....	89
5.	PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE. ....	89
5.1	Espectros Sísmicos.- .....	91
5.2	Análisis de Vulnerabilidad.....	92
E.	FACTOR DE ZONA PARA LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO ENCONTRADA.....	94
a)	DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE ZONA OBTENIDO MEDIANTE LAS ACELERACIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS UTILIZANDO EL NUEVO MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA. ....	94
b)	FACTOR DE ZONA PARA LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO ENCONTRADA EN EL NUEVO MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA. .	95
c)	GRÁFICAS DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA DIFERENTES SISMOS OCURRIDOS EN EL ECUADOR BASADA EN LAS ACELERACIONES MÁXIMAS ENCONTRADAS MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN.....	96
V.	RESULTADOS .....	99
I.	<i>PREDISEÑO DE LOSA</i> .....	100
1.1	CUATIFICACION DE CARGA.....	100

1.2	ESPESOR DE LOSA .....	101
1.3	P.COLUMNNA.....	102
1.4	PREDISEÑO DE VIGAS.....	104
2.	<i>DERIVAS DE PISO</i> .....	105
VI.	DISCUSIÓN .....	130
1.	<i>DISTORSIÓN MÁXIMA DE PISO.- DRIFT (<math>\gamma</math>)</i> .....	131
2.	<i>COLUMNA FUERTE VIGA DEBIL</i> .....	131
a.	<i>NUDO FUERTE VIGA DEBIL:</i> .....	131
3.	<i>CARENCIA DE PROCESOS PARA ANALISIS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO PARA LOSAS CON VIGAS BANDA.</i> .....	132
VII.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	134
A.	<i>CONCLUSIONES</i> .....	134
B.	<i>RECOMENDACIONES</i> .....	135
VIII.	PROPUESTA .....	136
A.	<i>REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE DOS PISOS CON LOSAS CON VIGAS BANDA DE HASTA 4.00 METROS.</i> .....	136
1.	INTRODUCCIÓN.....	136
2.	OBJETIVOS.....	137

a.	Objetivo General.....	137
b.	Objetivos Específicos .....	138
3.	FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA .....	138
A.	ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTÁNDARES DE REFERENCIA .....	141
B.	REQUISITOS DE DISEÑO.....	141
C.	SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES .....	143
D.	ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO.....	144
4.	DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA .....	146
A.	PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO .....	146
a)	PORTICOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	146
b)	PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON SECCIONES DE DIMENSIÓN MENOR A LA ESPECIFICADA EN EL CAPÍTULO 4 DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. ....	146
c)	CUANTÍAS DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL .....	148
d)	TAMAÑO, COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DEL REFUERZO .....	149
B.	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA .....	150
C.	CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO. ....	152
D.	RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE COLUMNAS .....	153
E.	CONTROL DE LA DERIVA DE PISO .....	155
5.	PROPUESTA DE DISEÑO .....	155

A. PROCESO DE DISEÑO SISMORESISTENTE .....	156
B. DETERMINACIÓN DEL OBJETIVO .....	156
C. CONFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA RESISTENTE .....	157
D. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA Y REFUERZO LONGITUDINAL .....	158
E. DISEÑO DE LA CONEXIÓN LOSA –COLUMNA .....	159
6. DISEÑO ORGANIZACIONAL .....	162
7. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA .....	163
A. MONITOREO .....	163
B. EVALUACIÓN .....	163
IX. BIBLIOGRAFÍA .....	164

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....</i>	<i>9</i>
<i>Tabla 2 Poblaciones Ecuatorianas y Valor del Factor Z.....</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 3 Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 4 Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 5 Coeficientes de Configuración en Planta.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 6 Coeficientes de Configuración en Elevación.....</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 7 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabla 8 Escala de Intensidad Mercalli modificada (mm.).....</i>	<i>19</i>
<i>Tabla 9 Magnitudes en la Escala de Richter.....</i>	<i>20</i>
<i>Tabla 10 Terremotos del Ecuador con Intensidades: &gt; VIII.....</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 11 Requisitos que deberán constar en memoria técnica.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 12 Pesos de materiales.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 13 Cargas Uniformes.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 14 Valores de <math>\Delta_M</math> máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 15 Límites de deformación unitaria.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 16 Características de los materiales.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 17 Secciones de vigas y columnas.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 18 Inercias agrietadas.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 19 Características de diseño.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 20 Características de la loseta y los nervios de una losa.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 21 Cargas verticales y magnitud.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 22 Datos para cargas estáticas equivalentes.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 23 Combinaciones de Diseño (ACI 318-99).....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 24 El coeficiente C y otros parámetros relacionados.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabla 25 Valores del factor C.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 26 Parámetros para el factor de escala.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 27 Combinaciones de Carga.....</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 28 Porcentaje de amortiguamiento crítico Valores usuales de <math>\beta</math>.....</i>	<i>85</i>

<i>Tabla 29 Sismos recomendados por el Comité VISION 2000.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 30 Coeficientes que se utilizaron para el desarrollo del espectro .....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 31 Aceleraciones máximas para los diferentes sismos de análisis .....</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 32 Datos del Modelo 1- 3X3X2.2 .....</i>	<i>105</i>
<i>Tabla 33 Datos del Modelo 2 -4X3X2.2 .....</i>	<i>106</i>
<i>Tabla 34 Datos del Modelo 3- 4X4X2.2 .....</i>	<i>107</i>
<i>Tabla 35 Datos del Modelo 4 – 4X4X2.2.....</i>	<i>108</i>
<i>Tabla 36 Datos del Modelo 5 – 5X4X2.2.....</i>	<i>109</i>
<i>Tabla 37 Datos del Modelo 6 – 5X5X2.2.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 38 Datos del Modelo 7 -3X3X2.4 .....</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 39 Datos del Modelo 8 -5X5X2.4 .....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla 40 Datos del Modelo 9 - 3X3X2.6 .....</i>	<i>113</i>
<i>Tabla 41 Datos del Modelo 10 - 4X4X2.6 .....</i>	<i>114</i>
<i>Tabla 42 Datos del Modelo 11 - 5X5X2.6 .....</i>	<i>115</i>
<i>Tabla 43 Datos del Modelo 12 - 3X3X3X3X2.2 .....</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 44 Datos del Modelo 13 - 3X4X4X4X2.2 .....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 45 Datos del Modelo 14 -3X5X5X5X2.2 .....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 46 Datos del Modelo 15 - 3X3X3X3X2.4 .....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 47 Datos del Modelo 16 - 3X4X4X4X2.4 .....</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 48 Datos del Modelo 17 - 3X5X5X5X2.4 .....</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 49 Datos del Modelo 18 - 3X4X4X4X2.2 .....</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 50 Datos del Modelo 19 - 3X4X5X5X2.2 .....</i>	<i>123</i>
<i>Tabla 51 Datos del Modelo 20 - 3X3X3X3X2.4 .....</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 52 Datos del Modelo 21 - 3X4X4X4X2.4 .....</i>	<i>125</i>
<i>Tabla 53 Datos del Modelo 22 - 3X4X5X5X2.4 .....</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 54 Datos del Modelo 23 - 3X3X3X3X2.6 .....</i>	<i>127</i>
<i>Tabla 55 Datos del Modelo 24 - 3X4X4X4X2.6 .....</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 56 Datos del Modelo 25 - 3X4X5X5X2.6 .....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 57 Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas .....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 58 Coeficiente de Respuesta Sísmica .....</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 59 Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.....</i>	<i>145</i>

*Tabla 60 Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas .....147*

*Tabla 61 Valores de  $\Delta M$  máximos, expresadas como fracción de la altura de piso.....155*

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura No. 1 Las placas tectónicas .....</i>	<i>4</i>
<i>Figura No. 2 Cinturón de Fuego del Pacifico .....</i>	<i>6</i>
<i>Figura No. 3 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura No. 4 Terremotos con intensidades superiores a VIII en el Ecuador 1541-1998 ...</i>	<i>22</i>
<i>Figura No. 5 Mapa de Isosistas Terremoto de Riobamba (EGRED, 1999c).....</i>	<i>23</i>
<i>Figura No. 6 Plano de Riesgos, Noviembre 2009 .....</i>	<i>25</i>
<i>Figura No. 7 Curvas de peligro sísmico, Riobamba. ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura No. 8 Pórtico tridimensional .....</i>	<i>62</i>
<i>Figura No. 9 Factor C según CEC2000.....</i>	<i>70</i>
<i>Figura No. 10 Asignación de unidades .....</i>	<i>72</i>
<i>Figura No. 11 Designación de nuevo modelo .....</i>	<i>72</i>
<i>Figura No. 12 Designación de la geometría de la estructura.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura No. 13 Designación de secciones para la estructura .....</i>	<i>74</i>
<i>Figura No. 14 Características de los materiales.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura No. 15 Definición de secciones.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura No. 16 Designación del tipo de elemento .....</i>	<i>75</i>
<i>Figura No. 17 Consideración de las inercias agrietadas en los elementos .....</i>	<i>76</i>
<i>Figura No. 18 Asignación de las propiedades de la losa.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura No. 19 Modificación de factores en la membrana de losa .....</i>	<i>77</i>
<i>Figura No. 20 Definición de nervios en losa.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura No. 21 Modificación para la colocación de nervios.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura No. 22 Colocación de los nervios en la losa .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura No. 23 Tipos de cargas .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura No. 24 Coeficiente C.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura No. 25 Combinaciones de cargas .....</i>	<i>80</i>
<i>Figura No. 26 Definición del diafragma .....</i>	<i>81</i>
<i>Figura No. 27 Asignación del diafragma .....</i>	<i>82</i>
<i>Figura No. 28 Definición de masa.....</i>	<i>82</i>



<i>Figura No. 29 Definición de espectro normalizado por CPE INEN 5</i> .....	83
<i>Figura No. 30 Análisis de espectro de respuesta</i> .....	84
<i>Figura No. 31 Ingreso del porcentaje de amortiguamiento</i> .....	84
<i>Figura No. 32 Para incluir el análisis dinámico</i> .....	86
<i>Figura No. 33 Para añadir el número de modos de vibración</i> .....	86
<i>Figura No. 34 Para añadir el número de modos de vibración</i> .....	87
<i>Figura No. 35 Modelo tridimensional</i> .....	88
<i>Figura No. 36 Modelo tridimensional ingresado en ETABS</i> .....	88
<i>Figura No. 37 Espectros propuestos para un perfil de suelo S3 en la zona de mayor peligrosidad</i> .....	92
<i>Figura No. 38 Diagrama de Análisis de Vulnerabilidad</i> .....	93
<i>Figura No. 39 Mapa de Peligrosidad Sísmica</i> .....	95
<i>Figura No. 40 Espectro de Respuesta para diferentes sismos ocurridos en el Ecuador basadas en las aceleraciones encontradas mediante leyes de atenuación</i> .....	98
<i>Figura No. 41 Modelo 1</i> .....	105
<i>Figura No. 42 Modelo 2</i> .....	106
<i>Figura No. 43 Modelo 3</i> .....	107
<i>Figura No. 44 Modelo 4</i> .....	108
<i>Figura No. 45 Modelo 5</i> .....	109
<i>Figura No. 46 Modelo 6</i> .....	110
<i>Figura No. 47 Modelo 7</i> .....	111
<i>Figura No. 48 Modelo 8</i> .....	112
<i>Figura No. 49 Modelo 9</i> .....	113
<i>Figura No. 50 Modelo 10</i> .....	114
<i>Figura No. 51 Modelo 11</i> .....	115
<i>Figura No. 52 Modelo 12</i> .....	116
<i>Figura No. 53 Modelo 13</i> .....	117
<i>Figura No. 54 Modelo 14</i> .....	118
<i>Figura No. 55 Modelo 15</i> .....	119
<i>Figura No. 56 Modelo 16</i> .....	120
<i>Figura No. 57 Modelo 17</i> .....	121

<i>Figura No. 58 Modelo 18</i> .....	122
<i>Figura No. 59 Modelo 19</i> .....	123
<i>Figura No. 60 Modelo 20</i> .....	124
<i>Figura No. 61 Modelo 21</i> .....	125
<i>Figura No. 62 Modelo 22</i> .....	126
<i>Figura No. 63 Modelo 23</i> .....	127
<i>Figura No. 64 Modelo 24</i> .....	128
<i>Figura No. 65 Modelo 25</i> .....	129
<i>Figura No. 66 Sistema estructural que requiere de análisis de torsión.</i> .....	147
<i>Figura No. 67 Geometría del gancho Longitud de doblado en estribos de 8 mm.</i> .....	148
<i>Figura No. 68 Organigrama funcional de la propuesta.</i> .....	162

## GLOSARIO Y ABREVIATURAS

**AMENAZA:** Es un factor de riesgo externo, representado por el peligro latente de que un fenómeno físico de origen natural o antrópico se manifieste produciendo efectos adversos a las personas, a los bienes y al ambiente.

**ANALISIS DE VULNERABILIDAD:** Proceso para determinar los componentes críticos o débiles de los sistemas ante las amenazas. Es el proceso mediante el cual se determina el nivel de exposición y la predisposición a la pérdida de un elemento o grupo de elementos ante una amenaza específica, contribuyendo al conocimiento del riesgo a través de interacciones de dichos elementos con el ambiente peligroso

**BALANCE DE ENERGIA.-** Segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio.

**CAPACIDAD OPERATIVA.-** Capacidad para la cual fue diseñado el componente o sistema.

**COMPONENTE.-** Parte discreta de un sistema capaz de operar independientemente, pero diseñado, construido y operado como parte integral del sistema.

**CONFIABILIDAD.-** Seguridad de un componente o sistema para resistir amenazas. Cuantificado como complemento de la probabilidad de falla.

**CORTANTE BASAL.-** Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.

**DEFORMACIÓN.-** Efecto causado por una fuerza al actuar sobre un cuerpo elástico.

**DERIVA DE PISO.-** Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

**DUCTILIDAD.-** La relación entre la fuerza máxima elástica y la fuerza máxima inelástica o de fluencia.

**EMERGENCIA:** Situación fuera de control que se presenta por el impacto de un desastre.

**EMPRESA:** Entidad pública, privada o mixta a cargo de la prestación de servicios de agua potable y alcantarillado.

**EPICENTRO:** Es la proyección de foco sísmico en la superficie terrestre.

**EVENTO:** Descripción de un fenómeno en términos de sus características, dimensión y ubicación geográfica. Registro en el tiempo y el espacio de un fenómeno que caracteriza una amenaza.

**FASES DEL DESASTRE:** Los desastres para su estudio se deben analizar como una secuencia cíclica con tres fases amplias que son: ANTES o Prevención, DURANTE o Actividades de Respuesta y DESPUES que comprende los procesos de Rehabilitación y Recuperación.

**FENOMENO NATURAL:** Manifestación de las fuerzas de la naturaleza tales como terremotos, huracanes, huracanes, erupciones volcánicas y otros.

**FRECUENCIA.-** Número de vibraciones por unidad de tiempo.

**FRICCIÓN.-** Rozamiento entre superficies de dos cuerpos en contacto.

**HIPOCENTRO:** Es el lugar dentro de la tierra donde se produce la liberación de energía o sismo.

**HISTÉRESIS.-** Se manifiesta por el retraso del efecto sobre la causa que lo produce.

**IMPACTO:** Efectos en el medio ambiente y en obras hechas por el hombre a causa de un desastre.

**LICOEFACCION:** Es un fenómeno en el que el suelo saturado, no consolidado y no cohesivo pierden su resistencia al corte debido a vibraciones del terreno.

**MANEJO DE AMENAZA:** Medidas de mitigación relacionadas con la intervención de los fenómenos asociados con la amenaza. Cuando esto es posible, usualmente se refiere al control o encauzamiento de los fenómenos físicos mediante métodos técnicos – científicos, obras de protección o medidas de seguridad que eviten la ocurrencia de eventos peligrosos.

**MECANISMO.-** Estructura interna de quien depende el funcionamiento de toda o parte de la estructura general.

**METODOLOGÍA.-** Se refiere a los métodos de investigación en una ciencia.

**MITIGACIÓN:** Es el conjunto de medidas para menorar o eliminar el impacto de las amenazas naturales mediante la resolución de la vulnerabilidad del contexto social, funcional o físico.

**PERÍODO.-** Tiempo que algo tarda en volver al estado o posición que tenía al principio. Espacio de tiempo que incluye toda la duración de algo

**PLACAS TECTÓNICAS.-** Según la teoría de la tectónica de placas, la corteza terrestre está compuesta al menos por una docena de placas rígidas que se mueven independientemente.

**PLAN DE CONTINGENCIA:** Es el conjunto de acciones secuenciales que deben ser cumplidas por cada grupo de trabajo durante cada una de las etapas del desastre así como los procedimientos para realizarlos y los recursos disponibles para tal fin.

**PLAN DE EMERGENCIA:** Conjunto de medidas a aplicar antes, durante y después de que se presenta un desastre como respuesta al impacto del mismo.

**PLAN DE MITIGACIÓN:** Conjunto de medidas y obras a implementar antes de la ocurrencia de un desastre, con el fin de disminuir el impacto sobre los componentes de los sistemas.

**PREPARACIÓN:** Conjunto de medidas que deben implementarse antes que se presente un desastre.

**PREVENCION:** Acciones de preparación para disminuir el efecto del impacto de los desastres. Consiste en la eliminación o reducción de la presencia de los eventos naturales que puedan constituir un peligro para el ser humano.

**PRONOSTICO:** Es la metodología científica basada en estimaciones estadísticas y/o modelos físicos – matemáticos, que permitan determinar en términos de probabilidad la ocurrencia de un movimiento sísmico de gran magnitud o un fenómeno atmosférico para un lugar o zona determinada, considerando generalmente un plazo largo como meses o años.

**REHABILITACIÓN:** Es el proceso de restablecimiento de las condiciones normales de vida mediante la reparación adecuada y puesta en marcha de los servicios vitales que hayan sido interrumpidos o deteriorados por el desastre.

**RIESGO:** Es el resultado de una evaluación, generalmente probabilística, de que las consecuencias o efectos de una determinada amenaza excedan valores prefijados.

**RIGIDEZ.-** Cualidad de ser rígido.

**SISMO:** Terremoto o sacudida de la tierra producida por causas internas de la misma.

**SISMO DE DISEÑO.-** Terremoto que tiene que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.

**VIBRACIÓN.-** Cada movimiento vibratorio, o doble oscilación de las moléculas o del cuerpo vibrante.

**VIGAS BANDA.-** Son elementos estructurales contruidos a la misma altura del espesor de la losa las mismas que se pierden al momento de ser fundidas, por lógica estas vigas carecen de peralte y de resistencia.

**VULNERABILIDAD:** Es la susceptibilidad o factor de riesgo interno de un componente o del sistema como un todo, de ser dañado total o parcialmente por el impacto de una amenaza.

**ACI.-** American Concrete Institute

**Ad .-** Aceleración espectral

**API .-** American Petroleum Institute

**ASDP .-** Análisis Sísmico por Desempeño

**ASTM.-** American Society for Testing and Materials

**AWS.-** American Welding Society

**CM.-** Carga muerta

**CPE.-** Código de Practica Ecuatoriano

**CS.-** Carga sísmica

**DEA.-** Diseño de Estructura de Acero

**DEM.-** Diseño de Estructura con Matlab

**FAS.-** Factor de amenaza sísmica

**FCM.-** Factor de corrección por tipo de material

**FDPS.-** Factor de amenaza por deformación permanente del suelo

**$f_E$  .-** Frecuencia de la estructura

**FLPS.-** Factor de amenaza por licuefacción potencial del suelo

**FTPS.-** Factor de amenaza por tipo de perfil de suelo

**$f_y$ .-** Resistencia a la fluencia del acero

**$g$  .-** Aceleración de la gravedad

**GAV.-** Guías para el Análisis de Vulnerabilidad

**IBD.-** Índice básico de daños

**IGM.-** Instituto Geográfico Militar

**$I_{MM}$  .-** Intensidad en la escala de Mercalli Modificado

**LASCSE.-** Leyes de Atenuación para Sismos Corticales y Subducción para el Ecuador.

**MAG.-** Magnitud

**Mb.-** Magnitud en base a la amplitud de las ondas interna

**ML.-** Magnitud local

**Ms.-** Magnitud en base a la amplitud de las ondas superficial

**MSM.-** Método de Superposición Modal

**NEC.-** Norma Ecuatoriana de la Construcción

**OMS.-** Organización Mundial de la Salud

**OPS.-** Organización Panamericana de la Salud

**SMAW.-** Proceso de arco protegido

**Sz.-** Modulo de balasto

**T .-** Período de vibración

**W.-** Peso

## I. RESUMEN

La presente investigación tiene por objeto el determinar los requisitos mínimos que se necesitan para calcular edificaciones “SEGURAS” de concreto reforzado sismo resistentes en losas con vigas banda, en nuestra ciudad, la construcción de edificaciones es uno de los ejes fundamentales de la economía y una de las más importantes demandas sociales y financieras. Sin embargo, muchas familias construyen sus edificaciones sin respetar las normativas que establecen los organismos reguladores para brindar la seguridad necesaria para vivir sin complicaciones en caso de que se presente alguna eventualidad sísmica, por lo general la sociedad para ahorrar recursos económicos contratan personal con mano de obra no calificada sin conocimientos de las catástrofes que pueden causar incumpliendo los requisitos mínimos de diseño del Código Ecuatoriano de la Construcción, normas y ordenanzas municipales, por lo tanto, al no contar con el estudio necesario de constructores profesionales y diseñadores sismo resistentes se convierten en edificaciones vulnerables ante cualquier fenómeno sísmico. En el presente trabajo se pretende establecer los requisitos mínimos que se deberán tomar en cuenta para el diseño de edificaciones de concreto reforzado en losas con vigas banda que brinden completa seguridad en las zonas urbano marginales de la ciudad de Riobamba ante cualquier inestabilidad producida por sismos en nuestro territorio, debido al alto riesgo sísmico que presenta la ciudad, surge la necesidad de establecer dichos parámetros como una guía fundamental para quienes deseen construir de forma SEGURA sus edificaciones limitadas a un máximo de dos plantas pero con seguridad al 100% para que no se produzcan fallas considerables en las estructuras de las edificaciones de concreto reforzado antisísmicas en losas con vigas banda, mediante la obtención de los requisitos mínimos para construir edificaciones seguras, los ingenieros, planificadores, sociólogos, Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, municipalidades, etc., pueden aplicar los resultados de esta importante investigación para desarrollar proyectos y estrategias adecuadas para la mitigación del riesgo.



## **SUMMARY**

The present investigation aims to determine the minimum requirements needed to calculate building "SAFE" earthquake resistant reinforced concrete slabs with beams gangs in our city; the construction of buildings is one of the cornerstones of the economy and of the most important social and financial demands. However, many families build their buildings without complying with the regulations that establish regulatory bodies to provide the security needed to live without complications in case of any eventuality that this earthquake, usually the company to save financial resources to hire staff hand unskilled labor with no knowledge of disasters that cause breach of the minimum design requirements of the Ecuadorian Code of Construction, rules and ordinances, so it did not have the necessary study of professional builders and designers become earthquake-resistant buildings vulnerable to any seismic event.

In the present work is to establish minimum requirements that must be taken into account in the design of buildings of reinforced concrete slabs with band beams that provide complete security in marginal urban areas of the city of Riobamba to any instability caused by earthquakes our territory, due to high seismic risk presented by the city, the need to establish these parameters as a fundamental guide for those wishing to build their buildings SAFELY limited to a maximum of two stores but with 100% security to not produce significant weaknesses in the structures of the buildings in earthquake-reinforced concrete slabs with band beams, by obtaining the minimum requirements to construct safe buildings, engineers, planners, sociologists, National Secretary of risk management, municipalities, ETC. can apply the results of this important research to develop projects and strategies for risk mitigation.

## II. INTRODUCCIÓN

El aumento de la construcción de viviendas de concreto reforzado con losa y vigas banda en regiones donde el riesgo sísmico es grande, sin considerar los efectos de las fuerzas sísmicas, es la causa principal de las numerosas pérdidas de vidas ocasionadas por terremotos a lo largo de la historia principalmente en la década de los setentas como se muestra en el siguiente informe.

Perú	1972	(52.000 muertos)
Nicaragua	1972	(15.000 muertos)
Guatemala	1976	(22.000 muertos)
China	1976	(250.000 muertos)
Italia	1976	(60.000 muertos)
Turquía	1976	(2.000 muertos)

Y, aunque en menor número en Ecuador:

Esmeraldas Abril	1976	(5 muertos)
Cotopaxi Octubre	1976	(10 muertos)

La destrucción histórica de las ciudades de Riobamba y Ambato, así como los miles de muertos, son el resultado de la mala construcción de las viviendas en general.

Después del gran terremoto de Ambato, el gobierno del Ecuador emitió un Código Nacional de la Construcción en 1951, que fue calificado como obligatorio para todo el país en el año de 1952. En este código se especifica, entre otras, las normas para construcciones sismo-resistentes, pero, por algunas razones estas reglas no fueron aplicadas por todos los constructores o instituciones del gobierno.

Un segundo aspecto tiene relación con la introducción del uso de hormigón armado para construcción de viviendas, este material, combinado con otros materiales, tiene buenas características de resistencia a las fuerzas estáticas, pero es poco elástico, y cuando se pasan las últimas resistencias, la edificación casi siempre llega a una destrucción total. Este último aspecto se determinó claramente durante la investigación técnica de los efectos producidos en la construcción por el terremoto de Esmeraldas, en el cual, algunos de los edificios de hormigón armado fueron afectados considerablemente y lo que no ocurrió con los edificios antiguos, construidos con otros materiales.

Considerando que una gran parte de viviendas son construidas en nuestra ciudad por obreros no calificados y por profesionales de la construcción que no respetan los requerimientos mínimos que debe cumplir una edificación de concreto reforzado con losas con vigas banda capaz de resistir ante una eventualidad sísmica, es importante proporcionar una guía, producto de una investigación el cual tiene por objetivo aportar información suficiente sobre el comportamiento de viviendas capaces de resistir fenómenos naturales con el respectivo cumplimiento de las normas propuestas por el Código Ecuatoriano de la Construcción.

De esta manera se pretende realizar una campaña de concientización y orientación para todas las personas jurídicas y naturales dedicadas a la construcción que incumplen con los requisitos mínimos necesarios para diseño y construcción de viviendas de concreto reforzado con losas con vigas banda poniendo en riesgo la integridad de las personas que ocupan las mismas y de los bienes materiales colindantes a las infraestructuras en estudio.

Si se respeta este criterio de diseño con los requisitos mínimos de cálculo creamos en la sociedad una verdadera cultura de seguridad ante el peligro que representa la vulnerabilidad sísmica, los beneficiarios serán: el Ilustre Municipio de Riobamba, Organismos de Gestión de Riesgo, estudiantes de Ingeniería Civil, Ingenieros Civiles, UNACH, constructores, consultores, usuarios de viviendas, entre otros.

La investigación se realizará para diferentes zonas del cantón Riobamba.

El objetivo de la investigación es entregar la mejor propuesta que cumpla con todos los requisitos mínimos y necesarios para el cálculo de viviendas de concreto reforzado con losas con vigas banda que sean sismo-resistente y lo más importante que represente un ahorro económico significativo para las familias riobambeñas, evitando catástrofes en edificaciones y construyendo con criterio de responsabilidad.

### **III. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

#### **A. CONCEPTOS FUNDAMENTALES**

##### **1. LA SISMICIDAD**

Ciencia que estudia los terremotos. Implica la observación de las vibraciones naturales del terreno y de las señales sísmicas generadas de forma artificial, con muchas ramificaciones teóricas y prácticas. Como rama de la geofísica, la sismología ha aportado contribuciones esenciales a la comprensión de la tectónica de placas, la estructura del interior de la Tierra, la predicción de terremotos y es una técnica valiosa en la búsqueda de minerales.

##### **2. CONCEPCIÓN DE LA SÍSMICA**

Temblores producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la tierra. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones. El punto en que se origina el terremoto se llama foco o hipocentro; este punto se puede situar a un máximo de unos 700 Km. hacia el interior terrestre. El epicentro es el punto de la superficie terrestre más próximo al foco del terremoto.

Las vibraciones pueden oscilar desde las que apenas son apreciables hasta las que alcanzan carácter catastrófico. En el proceso se generan 4 tipos de ondas de choque. Dos se clasifican como ondas internas viajan por el interior de la tierra y las otras dos son ondas superficiales. Las ondas se diferencian además por las formas de movimiento que imprimen a la roca. Las ondas internas se subdividen en primarias y secundarias: las ondas primarias o de compresión (ondas P) hacen oscilar a las partículas desde atrás hacia adelante en la misma dirección en la que se propagan, mientras que las ondas secundarias o de cizalla (ondas S) producen vibraciones perpendiculares a su propagación. Las ondas P siempre viajan a velocidades mayores que las ondas S.

### **3. ORIGEN DE LOS SISMOS**

En la actualidad se reconocen dos clases generales de terremotos: tectónicos, volcánicos. Los sismos de la primera de ellas son, con diferencia, los más devastadores además de que plantean dificultades especiales a los científicos que intentan predecirlos.

### **4. MOVIMIENTOS DE LA CORTEZA**

Estos movimientos llamados tectónicos son los responsables de la aparición de las montañas, de los volcanes, de los sismos, de la formación de plegamientos y fallas geológicas en la tierra.

Investigaciones desarrolladas entre los años 1950 y 1960, encontraron que en el lecho de los mares, existen largas y rimbombantes cadenas montañosas con una forma muy similar a la columna dorsal de los reptiles; de ahí su nombre de dorsal marino. De esta forma en la tierra existen dos tipos de montañas, las que se hallan en los continentes y las que se encuentran en los mares con características diferentes.

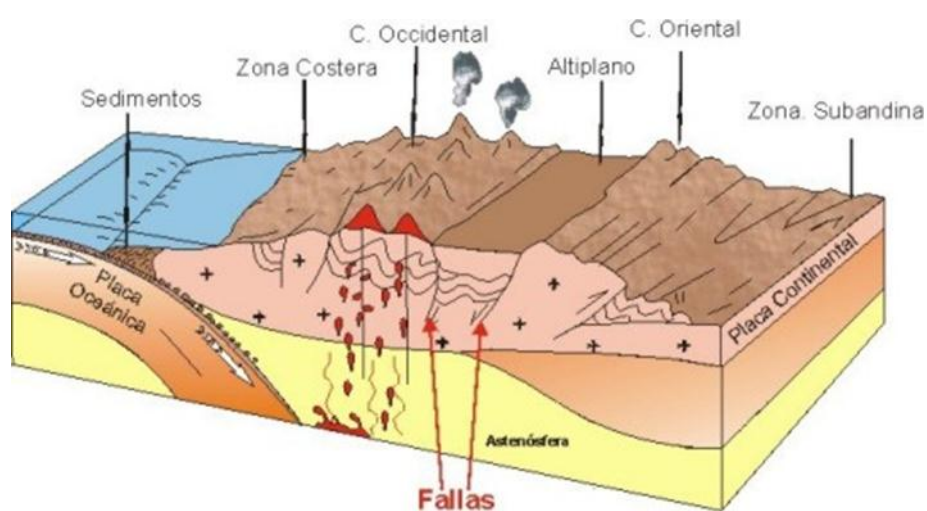
En este orden las principales placas tectónicas, son: Nazca, Sudamérica, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Filipinas, Arábica, Australiana y de la India. Según las investigaciones, de estas placas surgen otras llamadas micro placas.

Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño. Por este motivo, se puede indicar que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente.

## 5. FUERZAS TECTÓNICAS

Para entender el origen de los sismos, es necesario hablar sobre: deriva continental, la composición de la tierra, placas tectónicas y las microplacas. Por otra parte, se indica los países cuya sismicidad está asociada al Cinturón Circunpacífico o Cinturón de Fuego del Pacífico.

## 6. PLACAS TECTÓNICAS



**Figura No. 1** Las placas tectónicas

*Fuente: notas de internet*

En la gráfica podemos observar la sedimentación (izquierda), la zona costera, la cordillera Occidental, la altiplanicie, la cordillera Oriental y la zona sub-andina. De igual forma vemos en la cordillera Occidental el proceso del escape de energía desde la placa Oceánica hasta los puntos de salida y bajo la altiplanicie las fallas geológicas.

Se deduce que al chocar dos placas, una de las dos cede y se va para abajo con dirección al manto; en este caso es la placa Oceánica y la región de la zona de choque se denomina zonas de subducción. En otras ocasiones, en la zona donde

no existe el choque, que es en los dorsales marinos aparece, una nueva superficie terrestre. De esta forma se mantiene el equilibrio en el mundo, por las zonas de subducción desaparece la superficie creada y por los dorsales marinos aparece nuevas superficies.

## **7. LOS SISMOS Y LAS PLACAS TECTÓNICAS NAZCA Y CONTINENTAL**

Los sismos tienen su origen en cómo ha evolucionado la masa de la corteza terrestre desde hace millones de años, cuando todos los continentes se encontraban unidos. La sismicidad también está asociada al llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se han registrado las peores catástrofes.

Luego de los sismos que se han registrado en los últimos días, uno en China (trágico) y otro en Colombia, de regular intensidad, concretamente en el Monte Ilanero (Meta) nos despertó la curiosidad por investigar un poco más sobre este fenómeno que sin duda llama la atención de todos.

Tratemos de ser didácticos en la búsqueda de algunas fallas geológicas que acopien estos fenómenos. Encontramos los Nidos sísmicos del Puyo y Galápagos en la república del Ecuador y el de Bucaramanga en Colombia.

Según los estudios, en el Ecuador, existen dos Nidos sísmicos localizados, el uno en el sector del Puyo y el otro en Galápagos. El Nido del Puyo, ubicado alrededor de las coordenadas 1.7 Latitud Sur y 77.8 Longitud Oeste, se caracteriza principalmente por un predominio de sismos de magnitud entre 4.0 y 4.9 con profundidades focales mayores a 100 kilómetros. El Nido de Galápagos, ubicado por las coordenadas 0.30' de Latitud Sur y 91 Longitud Oeste ha tenido habitual actividad sísmica.

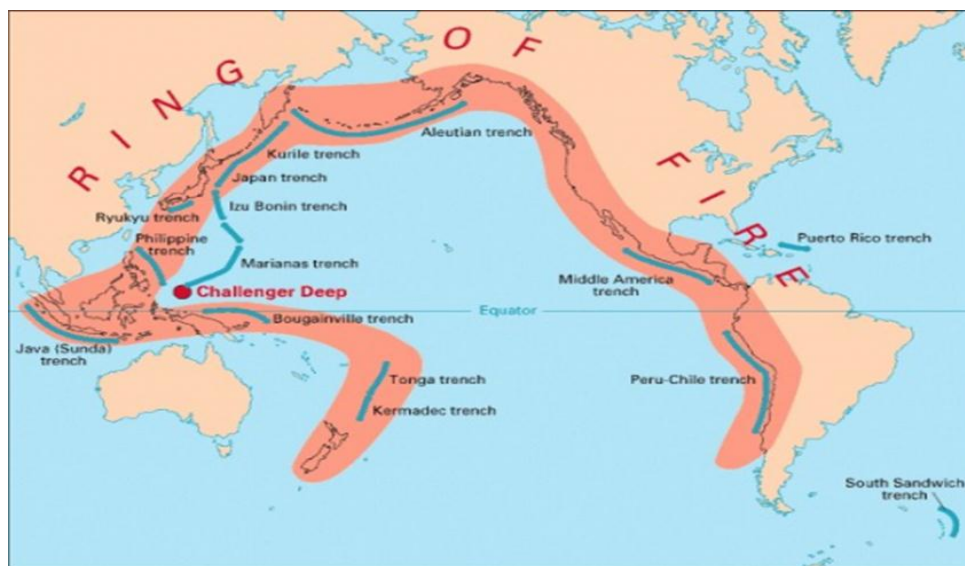
En el Oriente colombiano encontramos el Nido sísmico de Bucaramanga. Este sitio con habitual actividad, tiene relación con las llamadas placas tectónicas de



Nazca (Oceánica) y Continental (Sudamérica) y el proceso de subducción genera una alta sismicidad. Está localizado en el sector intermedio de los municipios de Umpalá y Cepitá. Tiene profundidades promedios de 150 a 200 kilómetros.

## 8. CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO

Se trata de una cadena de fallas geológicas donde se hallan los puntos de encuentro de las placas terrestres. Cuando las placas colisionan se producen los terremotos y fisuras, seguidas algunas veces de explosiones volcánicas.



**Figura No. 2** *Cinturón de Fuego del Pacífico*

*Fuente: Ing. Juan Castano – Lic. Verónica Castano*

El “Cinturón de Fuego”, como se le conoce a una serie de fallas geológicas ubicadas en las capas superiores de la corteza terrestre, coincidentemente a lo largo de los países que bordean el Océano Pacífico.

Esta cadena de fallas comprende los países del Pacífico Sur: Chile, Perú, Ecuador y Colombia, y en centroamericanas como Panamá y México, pasa por Estados Unidos, dobla a la altura de las Islas Aleutianas y baja por las costas de Japón y China.

Cada una de las fallas son los puntos de encuentro de las grandes placas que conforman la corteza terrestre. Las placas están en constante movimiento, colisionando, juntándose o alejándose entre sí, y al hacerlo generan una inmensa presión en sus bordes de contacto produciendo sismos, terremotos, maremotos, en algunos casos seguidos de erupciones volcánicas, configurándose en estos casos la ocurrencia de cataclismos o catástrofes.

## **B. PROBLEMAS COMUNES EN EDIFICACIONES CON MALA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

### **1. RIESGOS SÍSMICOS**

Se define como Peligrosidad Sísmica a la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. Para la evaluación se deben analizar los fenómenos que se producen desde el hipocentro hasta el sitio de interés.

La sismicidad histórica del país ha sido poco vinculada en el contexto de peligro sísmico; es importante la actualización de este tema en base al análisis de intensidades máximas registradas, estimación de aceleraciones máximas probables y energía sísmica liberada, resultados obtenidos permiten observar la relación que existe entre un evento sísmico y el tipo de material donde tiene lugar, además el posible fenómeno al cual se encontraría asociado en un contexto tectónico regional, lo cual consecuentemente permite evaluar zonas generales de peligro sísmico.

## **2. SISMISIDAD EN ECUADOR**

En esta región se destacan, en número de ocurrencia respecto a otras regiones, la mayoría de eventos sísmicos más destructivos ocurridos en el país, tales como: El terremoto de Riobamba ocurrido en abril de 1797 de intensidad máxima de XI; por sus efectos, el mayor terremoto ocurrido en territorio ecuatoriano desde tiempos históricos hasta la actualidad, daños considerables sufrieron también las actuales provincias de Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar e incluso Pichincha.

En 1698 un terremoto de intensidad máxima X afectó considerablemente a las provincias de Tungurahua y Chimborazo. En Imbabura el terremoto de agosto de 1868 de intensidad máxima X afectó a varias provincias, también ha sido seriamente afectada por terremotos de epicentro en las provincias de Esmeraldas y Napo.

El terremoto de Pelileo en la provincia de Tungurahua ocurrido en agosto de 1949 de intensidad máxima X con efectos que se extendieron a Cotopaxi, Chimborazo, parte de Bolívar, Pichincha y Pastaza. En la provincia de Loja también se han registrado sismos de intensidad VIII, además de la incidencia de terremotos con epicentros en el norte del Perú como el de diciembre de 1970 de intensidad máxima en el país de IX. Las provincias de Azuay, Cañar, Carchi no registran epicentros de eventos importantes, sin embargo han sido también afectadas por los grandes terremotos.

## **3. FUNDAMENTACIÓN DEL MAPA DE ZONIFICACIÓN**

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño, proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección

de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos.

El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

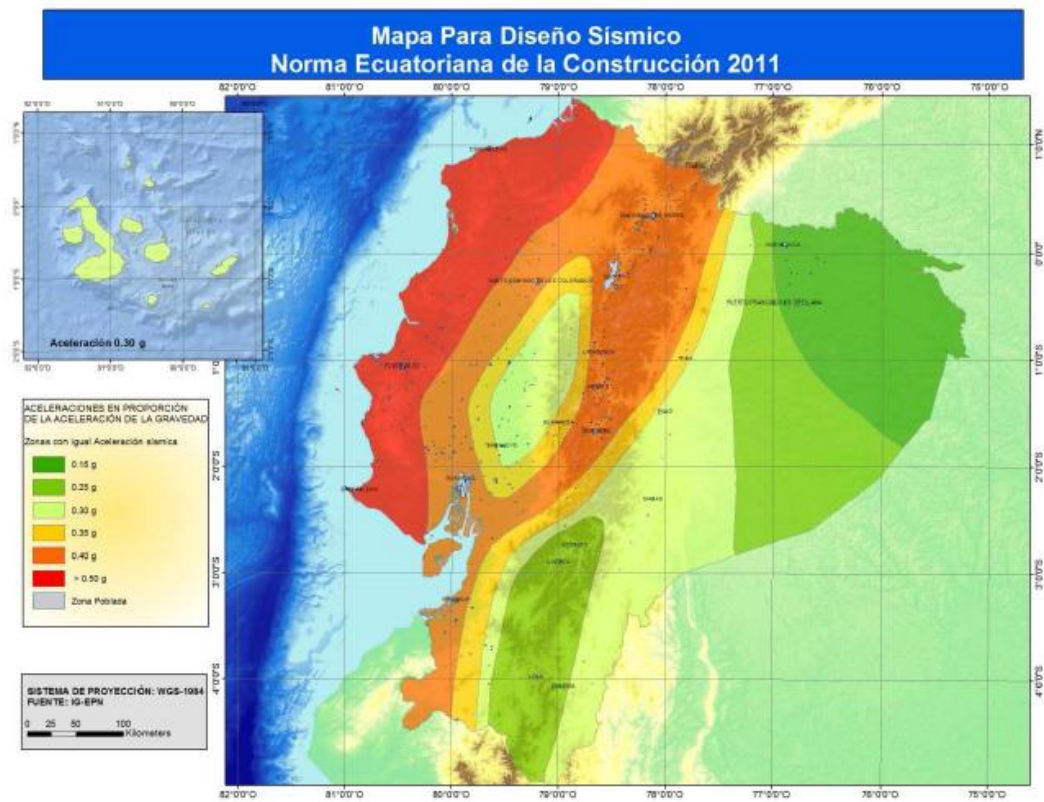
La evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio moderno de reevaluación de la magnitud y localización de dichos eventos utilizando el método de Bakun & Wentworth (Beauval et. al, 2010)

En la Tabla No. 1 se muestra la distribución del factor Z en función de la zona Sísmica según NEC 11 cap. 2

**Tabla 1** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

*Fuente: INEN CPE 5:2001, Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico.*



**Figura No. 3** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: NEC 11 cap. 2, peligro sísmico y Requisitos de diseño sismo Resistente

**Tabla 2** Poblaciones Ecuatorianas y Valor del Factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	2
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	2
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	2
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	2
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	2
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	2
NOBON	AZUAY	NABON	NABON	2
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	2
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	2
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	2
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	2
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	2
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	2
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	2
CALUMA	BOLIVAR	CALUMA	CALUMA	3
ECHANDIA	BOLIVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	3
LAS NAVES	BOLIVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	3
CHILANES	BOLIVAR	CHILLANES	CHILLANES	4
GUARANDA	BOLIVAR	GUARANDA	GUARANDA	4
SAN JOSE DE CHIMBO	BOLIVAR	CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	4
SAN MIGUEL	BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	4
AZOQUES	CAÑAR	AZOQUES	AZOQUES	2
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	2
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	2
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	3
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	3
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	3
BOLIVAR	CARCHI			4
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	4
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	4
MIRA	CARCHI			4
SAN GABRIEL	CARCHI			4
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	4
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	3
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	3
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	3
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	4
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	4
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	4
LA UNION	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	4
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	4
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	4
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	4
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	3

LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	3
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	3
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	4
PUJILI	COTOPAXI	PUJILÍ	PUJILI	4
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	4
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	4
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	2
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	2
PIDAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	2
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	2
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	2
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	3
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	3
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	3
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	3
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	3
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	3
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	3
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	3
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	4
LA UNION	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNION	3
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	3
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	3
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	4
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	4
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	4
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	4
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO (JUAN)	ALF. BAQUE. MORENO(JUAN)	3
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	3
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	3
COLIMIES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	3
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	3
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	3
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	3
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	3
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	3
GRAL ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	3
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	3
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	3
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	3
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	3
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	3
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	3
NARCISA DE JESUS (BOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESUS	3
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	3
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	3
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	3
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	3
SIMON BOLIVAR	GUAYAS	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	3
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL	3

			EMPALME)	
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	3
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	4
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	4
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	4
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	4
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	4
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	4
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	4
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	4
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	4
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	2
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	2
CATACCOCHA	LOJA	PALTAS	CATACCOCHA	2
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	2
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	2
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	2
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	2
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	2
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	2
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	2
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	3
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	3
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	3
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	3
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	4
BABA	LOS RIOS	BABA	BABA	3
BABAHOYO	LOS RIOS	BABAHOYO	PIMOCHA	3
CATARAMA	LOS RIOS	URDANETA	CATARAMA	3
MONTALVO	LOS RIOS	MONTALVO	MONTALVO	3
PALENQUE	LOS RIOS	PALENQUE	PALENQUE	3
PUEBLO VIEJO	LOS RIOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	3
QUEVEDO	LOS RIOS	QUEVEDO	QUEVEDO	3
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RIOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	3
VALENCIA	LOS RIOS	VALENCIA	VALENCIA	3
VENTANAS	LOS RIOS	VENTANAS	VENTANAS	3
VINCES	LOS RIOS	VINCES	VINCES	3
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	3
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	3
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	3
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	4
CALCETA	MANABI	BOLIVAR	CALCETA	4
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	4
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	4
JIPUAPA	MANABI	JIPUAPA	JIPUAPA	4
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	4
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	4
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	4
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	4
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	4
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	4
PUERTO LOPEZ	MANABI	PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	4



ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	4
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	4
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	4
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	4
GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMON INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	2
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	2
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	2
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	2
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	2
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	2
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESUS	2
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	3
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	3
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	3
TENA	NAPO	TENA	TENA	3
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	4
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	4
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	2
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	2
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	2
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	3
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	3
SANTA CLARA	PASTAZA			3
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	3
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	3
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	3
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	3
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	4
MACHACHI	PICHINCHA	MEJIA	MACHACHI	4
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	4
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	4
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	4
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	1
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	1
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	2
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	3
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	3
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	4
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	4
BADOS	TUNGURAHUA	BADOS	BADOS	4
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	4
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	4
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	4
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	4
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	4
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	4
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	4
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSE DE YACUAM)	2

EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	2
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	2
YANTAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTAZA	YANTAZA	2
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	2
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	2
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CONDOR	ZUMBI	2
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			3
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			3
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			3

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C. 2000)

**Tabla 3** Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

**Tabla 4** Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

**Tabla 5** Coeficientes de Configuración en Planta

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	$\Phi_{di}$
1	<p><b><i>Irregularidad torsional</i></b>                      Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
2	<p><b><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i></b>                      La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0,9
3	<p><b><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i></b>                      La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del piso del sistema de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><b><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i></b>                      Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><b><i>Ejes estructurales no paralelos</i></b>                      La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p><b><i>Sistema de piso flexible</i></b>                      Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

**Tabla 6** Coeficientes de Configuración en Elevación

<b>Tipo</b>	<b>Descripción de las irregularidades en elevación</b>	<b>Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda <math>\Phi E_i</math></b>	<b>Sistemas duales o con diagonales <math>\Phi E_i</math></b>
<b>1</b>	<b><i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i></b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	<b>0,9</b>	<b>1,0</b>
<b>2</b>	<b><i>Irregularidad en la distribución de las masas</i></b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	<b>0,9</b>	<b>1,0</b>
<b>3</b>	<b><i>Irregularidad geométrica</i></b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	<b>0,9</b>	<b>1,0</b>
<b>4</b>	<b><i>Desalineamiento de ejes verticales</i></b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	<b>0,8</b>	<b>0,9</b>
<b>5</b>	<b><i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i></b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	<b>0,8</b>	<b>1,0</b>
<b>6</b>	<b><i>Columnas cortas</i></b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	<b>-</b>	<b>-</b>

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

**Tabla 7** Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

<b>Sistema estructural</b>	<b>R</b>
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

#### **4. ESCALAS DE MEDICIÓN**

##### **Intensidad**

Es la medida de la fuerza del movimiento del terreno, es decir del poder destructivo de un temblor sobre poblaciones, edificaciones y naturaleza en un lugar determinado. La intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales.

**Tabla 8** Escala de Intensidad Mercalli modificada (mm.)

<b>Grado</b>	<b>Consecuencias</b>
I	No percibida por humanos, sólo por sismógrafos.
II	Percibida sólo por algunas personas en reposo, en pisos altos.
III	Percibida por algunas personas en el interior de los edificios. Similar al paso de un camión ligero
IV	Percibido por muchos en el interior de los edificios. Vibran ventanas, muebles y vajillas. Similar al paso de un camión pesado.
V	Las personas que duermen se despiertan y algunas huyen. Los animales se ponen nerviosos. Los objetos colgados se balancean ampliamente. Puertas y ventanas abiertas baten con violencia. En ciertos casos se modifica el caudal de los manantiales.
VI	Muchas personas salen a la calle atemorizadas. Algunos llegan a perder el equilibrio. Se rompe cristalería y caen libros de las estanterías. Pueden sonar algunas campanas de campanarios. Se producen daños moderados en algunos edificios. Puede haber deslizamientos de tierra.
VII	La mayoría se aterroriza y corre a la calle. Muchos tienen dificultades para mantenerse en pie. Lo sienten los que conducen automóviles. Muchas construcciones débiles sufren daños e incluso destrucción. Alguna carretera sufre deslizamientos. En las lagunas se nota oleaje y se enturbian por remoción del fango. Cambian los manantiales: algunos se secan y otros se forman.
VIII	Pánico general, incluso en los que conducen automóviles. Los muebles, incluso pesados, se mueven y vuelcan. Muchas construcciones sufren daños o destrucción. Se rompen algunas canalizaciones. Estatuas y monumentos se mueven y giran. Pequeños deslizamientos de terreno, grietas de varios centímetros en el suelo. Aparecen y desaparecen nuevos manantiales. Pozos secos vuelven a tener agua y al revés.
IX	Pánico general. Animales que corren en desbandada. Muchas construcciones son destruidas. Caen monumentos y columnas y se rompen parcialmente las conducciones subterráneas. Se abren grietas de hasta 20 centímetros de ancho. Desprendimientos y deslizamientos de tierra y aludes. Grandes olas en embalses y lagos.
X	La mayoría de las construcciones sufren daños y destrucción. Daños peligrosos en presas y puentes. Las vías se desvían. Grandes ondulaciones y roturas en carreteras y canalizaciones. Grietas de varios decímetros en el suelo. Muchos deslizamientos. El agua de canales y ríos es lanzada fuera del cauce.
XI	Quedan fuera de servicio las carreteras importantes. Las canalizaciones subterráneas destruidas. Terreno considerablemente deformado.
XII	Se destruyen o quedan dañadas prácticamente todas las estructuras, incluso las subterráneas. Cambia la topografía del terreno. Grandes caídas de rocas y hundimientos. Se cierran valles, se forman lagos, aparecen cascadas y se desvían ríos.

*Fuente:* <http://www.geotecnico.com/sismología/mercalli.htm>

## Magnitud

Es la medida de la cantidad de energía liberada en el foco calculada conociendo el efecto de las ondas sísmicas sobre un sismógrafo situado a una distancia determinada del epicentro. La magnitud es un factor que no varía con la distancia del epicentro. Se utiliza la escala RICHTER, es logarítmica con valores entre 1 y 9 y por lo tanto pasar de un grado a otro puede significar un cambio de energía liberada entre diez y treinta veces: un temblor de magnitud 7 es diez veces más fuerte que uno de magnitud 6, cien veces más que otro de magnitud 5, mil veces más que uno de magnitud 4 y de este modo en casos análogos. Otro ejemplo un temblor de magnitud 5.5 libera una energía del orden de magnitud de una explosión atómica, como la de Hiroshima, la energía de un sismo de magnitud 8.5 equivale a unas 27000 de estas bombas atómicas, esto es, la energía aumenta aproximadamente 30 veces por cada grado.

Se estima que al año se producen en el mundo unos 800 terremotos con magnitudes entre 5 y 6, unos 50.000 con magnitudes entre 3 y 4, y sólo 1 con magnitud entre 8 y 9. La escala de magnitud no tiene límites; sin embargo hasta 1979 se creía que el sismo más poderoso posible tendría magnitud 8,5. Sin embargo, desde entonces, los progresos en las técnicas de medidas sísmicas han permitido a los sismólogos redefinir la escala; hoy se considera 9,5.

**Tabla 9** Magnitudes en la Escala de Richter

<b>Escala Richter</b>	
<b>Magnitud en Escala Richter</b>	<b>Efectos del terremoto</b>
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas

*Fuente:* <http://www.angelfire.com/ri/chterymercalli/#magnitud%20de%20Escala%20Richter>

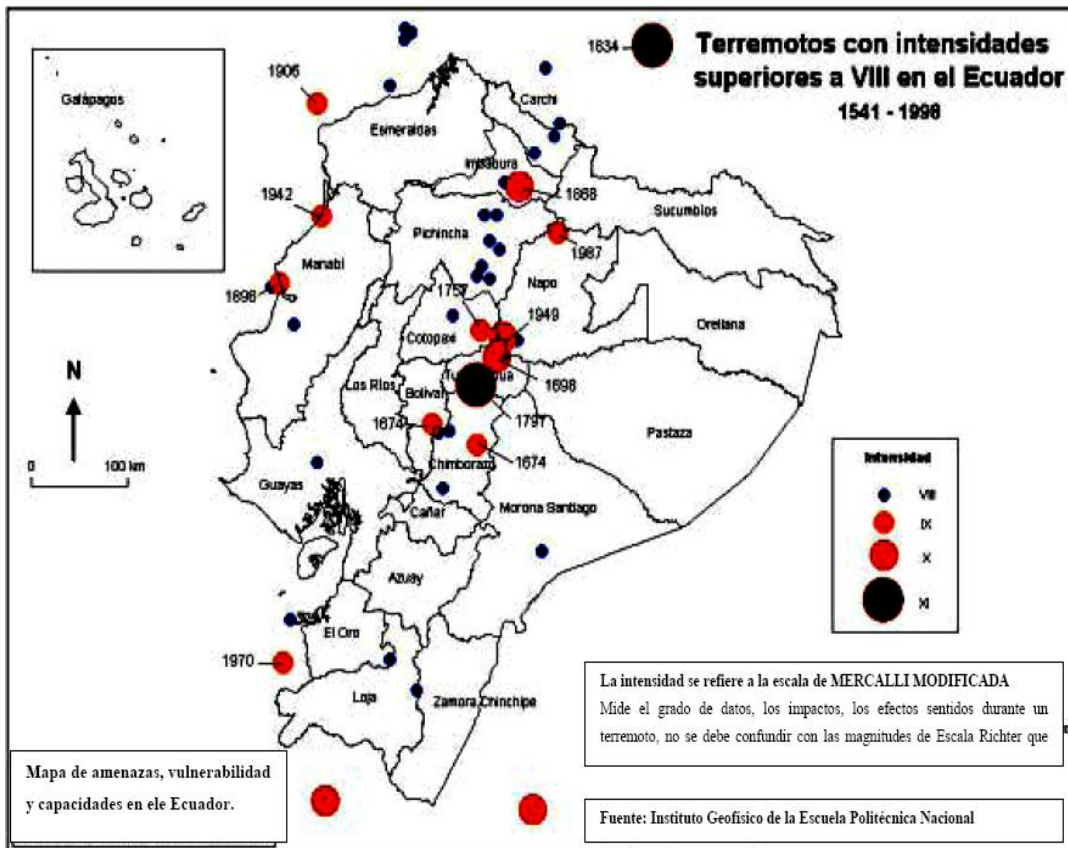
**Tabla 10** Terremotos del Ecuador con Intensidades: > VIII

N°	FECHA	EPICENTRO		PROF.	INT.	PROVINCIA DE RESFERENCIA
		Lat	Long			
1	1541 04 00	-0,10	-77,80		VIII	Napo
2	1587 08 31	0,00	-78,40		VIII	Pichincha
3	1645 03 15	-1,68	-78,55		IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674 08 29	-1,70	-79,00		IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687 11 22	-1,10	-78,25		VIII	Tungurahua
6	1689 06 20	-1,45	-78,30		X	Tungurahua, Chimborazo
7	1736 12 06	-0,78	-78,80		VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749 01 20	-4,00	-79,20		VIII	Loja
9	1755 04 28	-0,21	-78,48		IX	Pichincha
10	1757 02 22	-0,93	-78,61		XI	Cotopaxi, Tungurahua
11	1834 01 20	1,30	-76,90		VIII	Carchi, Nariño*
12	1786 05 10	-1,70	-78,80		XI	Chimborazo
13	1797 02 04	-1,43	-78,55		VIII	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, y parte de Bolívar y Pichincha
14	1859 03 22	0,40	-78,00		VIII	Pichincha, Imbabura, cotopaxi
15	1868 08 15	0,60	-78,00		VIII	Carchi
16	1868 08 16	0,31	-78,18		X	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1896 05 03	-0,51	-80,45		IX	Manabí
18	1906 01 31	1,00	-81,30	25	IX	Esmeraldas
19	1911 09 23	-1,70	-78,90		VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913 02 23	-4,00	-79,40		VIII	Loja, Azuay
21	1914 05 31	-0,50	-78,48		VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923 02 05	-0,50	-78,50		VIII	Pichincha
23	1923 12 16	0,90	-77,80		VIII	Carchi
24	1926 12 18	0,80	-77,90		VIII	Carchi
25	1929 07 25	-0,40	-78,55		VIII	Pichincha
26	1938 08 10	-0,30	-78,40		VIII	Pichincha
27	1942 05 14	0,01	-80,12	20	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949 08 45	-1,25	-78,37	60	X	Tunguarhua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953 12 12	-3,40	-80,60		VIII	Loja
30	1955 07 20	0,20	-78,40		VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958 01 19	1,22	-79,37	40	VIII	Esmeraldas
32	1961 04 08	-2,20	-78,90	24	VIII	Chimborazo
33	1964 05 19	0,84	-80,29	34	VIII	Manabí
34	1970 12 10	-3,79	-80,66	42	IX	Loja, El Oro, Azuay
35	1987 03 06	-0,87	-77,14	12	IX	Napo, Sucumbios, Imbabura
36	1995 10 02	-2,79	-77,97	24	VIII	Morona Santiago
37	1998 08 04	-0,55	-80,53	39	VIII	Provincia de Manabí
<b>RESUMEN</b>				* Intensidad á en Nariño, Colombia: XI		
Número total de terremotos destructivos				37		
Período de años (1541-1999):				458		
Promedio Sismos / años				12,4		
				Lat. = Latitud: + = Norte, - = Sur.		
				Long. = Longitud: - = Oeste.		
				Prof. = Profundidad Focal en Kilómetros		
				Int. = Intensidad Máxima		

Fuente: EGRED, J. (1999) Los terremotos y su incidencia en el Ecuador. Instituto Geofísico EPN, Quito.



En el mapa, se muestra los terremotos con intensidades mayores a VIII que han causado catástrofes a lo largo de la historia (1541-1998) en el Ecuador.



**Figura No. 4** Terremotos con intensidades superiores a VIII en el Ecuador 1541-1998

*Fuente: Cartografía de Riesgos y Capacidades en el Ecuador*

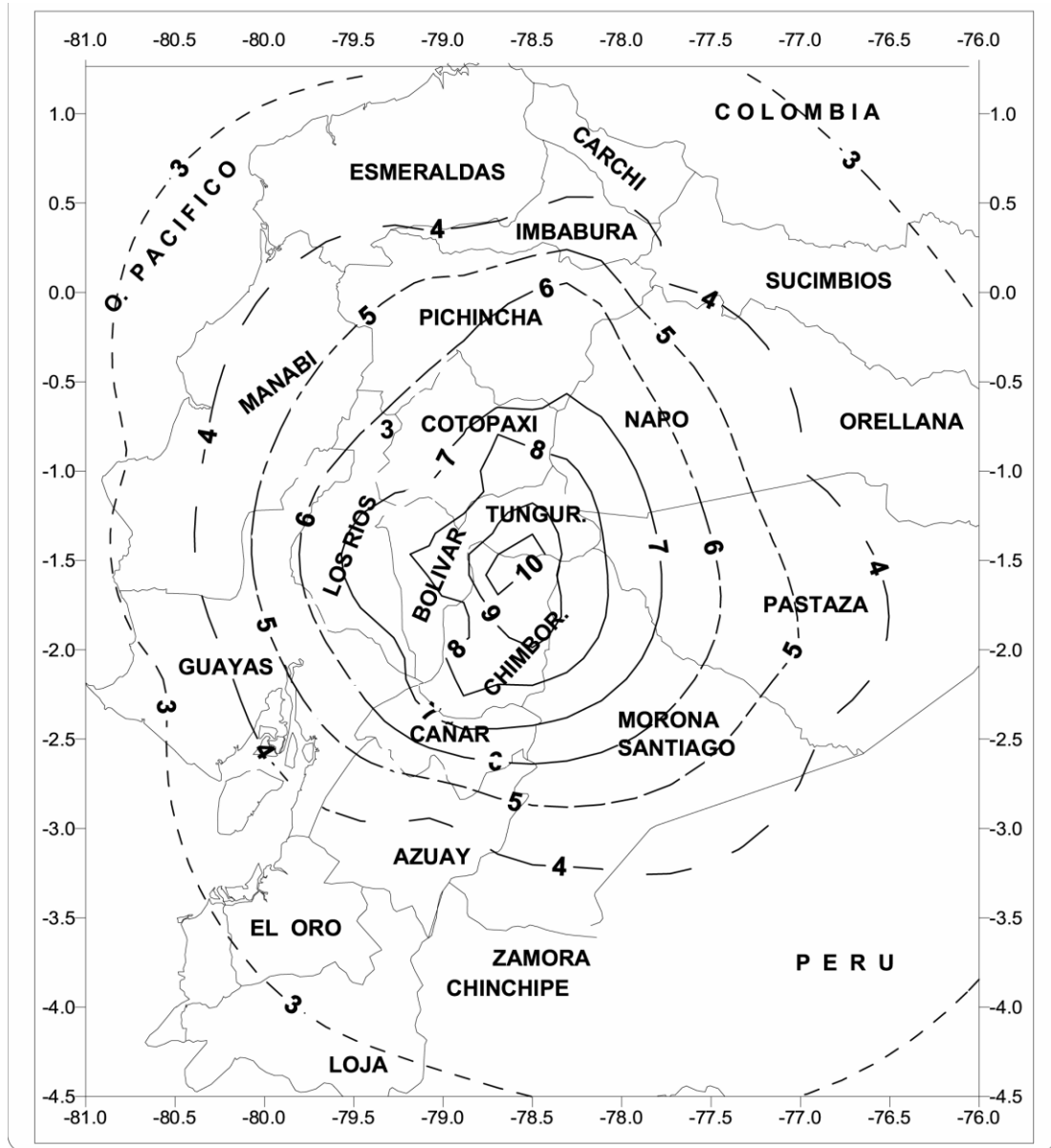
## 5. TERREMOTO EN RIOBAMBA

Riobamba está en la zona 4 que indica un alto riesgo sísmico, con un factor de zona  $Z=0.4$ , pero no hemos hecho nada por prevenirlo.

El día sábado 4 de febrero de 1797 un poco antes de las ocho de la mañana; gran parte de la meseta andina sufrió un fenómeno geológico de los más espantosos que se recuerda en todos los tiempos, pues varios temblores de ondulación sacudieron los Andes entre Riobamba, Ambato y Latacunga.

El suelo se hundía en varias partes y en otras se levantaba, de tal suerte, que las casas, árboles, animales y personas fueron lanzadas al aire, con tal fuerza que cayeron a cientos de metros de distancia.

**TERREMOTO DE RIOBAMBA 4 – Febrero - 1797**



**Figura No. 5** Mapa de Isosistas Terremoto de Riobamba (EGRED, 1999c)

*Fuente:*

[http://www.geoslac.org/memorias2/memorias/resumenes/poster/NACIONALES/sismicidad\\_h\\_ecuador.pdf](http://www.geoslac.org/memorias2/memorias/resumenes/poster/NACIONALES/sismicidad_h_ecuador.pdf)

Extensas llanuras quedaron convertidas en hondonadas, valles y cerros se descuajaron y las tierras de algunas colinas se precipitaron sobre villas y ciudades sepultándolas, como aconteció con la avenida de lodo formada en la Colina de

Cullca, que cayó sobre Riobamba antigua. Muchas personas y edificios desaparecieron y jamás se volvió a saber de ellos, otros quedaron tan atontados que demoraron años en volver a la normalidad.

A un mismo tiempo se inflamaban los volcanes. El Tungurahua, el Altar, el Quilotoa y el Iguata comenzaron a votar fumarolas y entraron en erupción. La laguna de Quilotoa arrojaba llamaradas que contaminaron los sembríos cercanos, emanaciones volcánicas mataban el ganado y a cada nuevo temblor el Iguata arrojaba bocanadas de azufre. La noche del 8 de febrero el cerro Puchulagua se rompió incendiándose y lanzó lava en diversas direcciones.

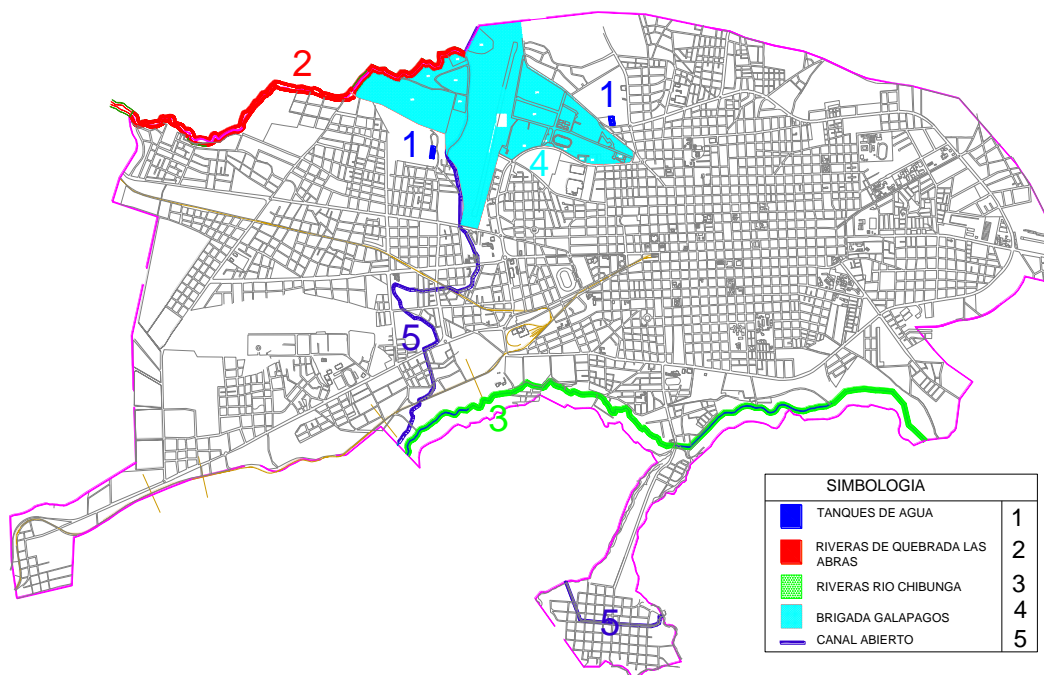
Los derrumbes impedían el libre tránsito de las aguas de los ríos y se formaban peligrosos diques que detuvieron el Patate, el Ambato y el Chambo entre otros. El Chambo logró abrirse camino y el Ambato se detuvo veintiséis horas hasta el domingo 5 de febrero a eso de las seis de la mañana, que volvió a encontrar su curso.

Se dijo entonces que antes de la catástrofe se había sentido mucho calor y que una intensa sequía había convertido a la parte central de nuestra serranía en un erial, también se habían escuchado fuertes ruidos subterráneos.

Riobamba antigua fue la ciudad más perjudicada y no pudo recobrase jamás pues la nueva fundación se levantó a muchos Kilómetros de distancia. Sus edificios antiguos de cal y canto volaron prácticamente por los aires porque el temblor fue devastador y muchos cadáveres aparecieron desperdigados por las colinas cercanas hasta donde fueron arrojados por la violencia del sismo y el movimiento de la tierra. Muebles de una casa se hallaron bajo los escombros de otras a dos y tres cuadras de distancia y seis mil habitantes perecieron solamente en esta ciudad, fuera de algunos miles más que murieron en las villas, pueblos, haciendas y casas de campo de los contornos. Nunca se sabrá a ciencia cierta el número exacto de víctimas pues no quedaban personas para dedicarse a esta tarea.

## 6. RIESGOS ANTRÓPICOS

### PLANO DE RIESGOS DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA



**Figura No. 6** Plano de Riesgos, Noviembre 2009

*Fuente:* Departamento Planificación del Municipio de Riobamba

## 7. VULNERABILIDAD FÍSICA DE EDIFICACIONES

Debido a la incidencia de sismos en Ecuador y de manera especial en la zona centro, surge la necesidad de conocer la vulnerabilidad estructural de los elementos expuestos en las áreas Urbano marginales de la ciudad de Riobamba, con el propósito de obtener una caracterización y diagnóstico del material de construcción, número de pisos, tipo de edificación, así como el grado de afectación de las estructuras de las viviendas, ante la posibilidad de un sismo local.

Se puede definir como el grado de susceptibilidad de una o un grupo de edificaciones, a sufrir daños parciales o totales, representados en bienes materiales y en vidas humanas, que pueden ocasionar la pérdida de funcionalidad, por la

ocurrencia de movimientos sísmicos de una intensidad y magnitud dada, en un periodo de tiempo y en un sitio determinado.

La vulnerabilidad sísmica estructural, es una característica exclusiva de las construcciones, que no solo depende del sistema estructural, sino también de los elementos no estructurales y de otros factores: edad, material, calidad de construcción, especificación de cálculo y diseño (sismo resistente), la proximidad de otras construcciones, etc.

## **8. MAL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS CONSTRUCCIONES**

Muchas edificaciones construidas no siguen los criterios de sismo resistencia, o bien son de mampostería, discontinuidad de columnas, irregularidad en planta, sección de elementos estructurales no óptimas, por lo que son candidatas a colapsarse ante un evento sísmico.

En el caso de los edificios modernos debemos suponer que estos cálculos están bien hechos en la mayoría de las viviendas, aunque no sería la primera vez que un constructor ha omitido parámetros de diseño para lograr ahorros de tiempo y dinero, como la proporción de acero en las vigas y columnas o simplemente un desconocimiento de los mecanismos estructurales de construcción.

### **C. RAZONES FUNDAMENTALES DEL MAL COMPORTAMIENTO SÍSMICO**

El mal comportamiento sísmico de las autoconstrucciones proviene de las siguientes causas específicas:

## **1. MALA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO EN PLANTA (TORSIÓN)**

Algunos de los mayores problemas de la ingeniería antisísmicas son originados por un diseño conceptual inapropiado que es trasladado por los arquitectos a los ingenieros.

Los aspectos de forma deseables de un edificio son: simplicidad, regularidad y simetría. Ningún cálculo puede salvar un edificio diseñado a partir de un mal concepto estructural, lo que se hace más crítico por el hecho de que los códigos sísmicos siguen estando basados en configuraciones de edificios simples y regulares.

Las fuerzas de sismo actuantes en el centro de gravedad de cada piso crean un momento torsional que se incrementa durante la respuesta dinámica de la estructura, llegando a cargar excesivamente determinados elementos estructurales, situación causante de muchas fallas estructurales.

## **2. FALTA DE ESTRUCTURACIÓN**

Para que una edificación soporte un terremoto su estructura debe ser sólida, simétrica, uniforme, continua o bien conectada. Cambios bruscos de sus dimensiones, de su rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos facilitan la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños o el colapso de la edificación.

Las edificaciones más vulnerables a colapsos son las que son construidas sobre una pendiente, y comprenden casas cuya fachada frontal se muestra en la figura 5. Donde, se nota que el entrepiso de cada casa de arriba está alineado verticalmente con la media altura del muro compartido de la casa de abajo, esto presenta la posibilidad de un mecanismo frágil.

Los muros perpendiculares pueden colapsar fuera de plano, debido al contacto con los entrepisos de las casas del lado, el conjunto perderá toda su estructuración.

### **3. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS**

Otra fuente que puede provocar daño, corresponde al choque entre edificios adyacentes por estar adecuadamente separados o al choque de diferentes partes de un edificio que se golpean una a la otra, debido a la diferencia en sus modos de vibración.

Este choque puede aumentar al incrementarse la altura de uno de los edificios, si estos no coinciden en la ubicación de sus pisos, por lo que el piso del edificio más corto puede golpear las columnas del edificio adyacente más alto, agregando con ello una fuerza extra que la columna del otro no está diseñada para soportar.

Esta separación y choque entre edificios afecta los elementos no estructurales debido que el martilleo provocará el rompimiento de tuberías o ductos, ventanas, fachadas, desacople de estructuras de cielos suspendidos, entre otros.

Edificios se deforman y pueden chocar (efecto de Martilleo) que rompe ductos

### **4. ESTRUCTURACIÓN PATOLÓGICA**

#### **Columnas Cortas**

Un principio básico en ingeniería estructural es diseñar para que ante un evento sísmico las vigas se comporten plásticamente antes que las columnas, ya que cuando una viga empieza a fallar pasando de un estado elástico a inelástico absorbe parte de la energía del sismo; en cambio, si una columna falla primero y empieza a pandearse y deformarse, las cargas verticales de compresión pueden provocar un rápido colapso estructural. Esto último hace más extraño aún que este tipo de falla de concepto sea tan generalizado.

## **Piso Blando**

El problema de piso blando se produce cuando hay un cambio muy brusco de rigidez entre los pisos consecutivos. Por ejemplo, en la dirección corta del edificio que falló en el sismo de Pisco en Perú de magnitud 8.0 (15-08-2007) de la Fig.10. Los muros del primer piso fueron discontinuados para transformar el primer piso en cochera, quedando en la dirección corta sólo los muros del perímetro, hechos con ladrillos de baja calidad, y un gran muro longitudinal que no aporta resistencia en la dirección corta, sino más bien genera torsión en planta. Al fallar los muros de la dirección corta, se formó el problema de piso blando, volcándose el edificio.

Las fallas debidas a la discontinuidad de los elementos verticales se encuentran entre las más espectaculares. Una falla común de este tipo ocurre cuando los muros de corte que se disponen en los pisos superiores pierden continuidad en los inferiores, lo que se conoce en el medio como “piso blando”. Estos sistemas estructurales se suelen utilizar en edificios con primera planta destinada a estacionamiento, tales como centros comerciales, restaurantes con amplios frentes expuestos, etc.

Una característica esencial de cualquier sistema estructural destinado a absorber cargas laterales es permitir una ruta continua de transmisión de las mismas a la cimentación.

Las cargas inerciales que se desarrollan debido a las aceleraciones de elementos estructurales individuales deben ser transferidas desde estos a los diafragmas de entrepiso, luego a los elementos verticales, de ahí a la cimentación y luego al terreno. Fallar al momento de proveer la adecuada resistencia a los elementos individuales del sistema o fallar al “amarrar” elementos individuales entre sí, pueden terminar con el colapso total de la estructura.



## **5. MALA CIMENTACIÓN**

La cimentación debe ser competente para transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También, es deseable que el material del suelo sea duro y resistente. Los suelos blandos amplifican las ondas sísmicas y facilitan asentamientos nocivos en la cimentación que pueden afectar la estructura y facilitar el daño en caso de sismo.

## **6. FALTA DE RESISTENCIA**

La frase "falta de resistencia" se refiere a una insuficiencia de resistencia en un mecanismo estructural bien concebido. Tal falta normalmente se asocia a una deriva excesiva. En la práctica, puede ser difícil distinguir entre una falta de estructuración y una falta de resistencia.

Los puntos débiles normalmente comprenden canchas u otras aperturas informales. También pueden comprender la remoción de elementos estructurales por propósitos arquitectónicos.

## **7. DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS**

Cada columna se considera estructural, si es continua desde la cimentación hasta el diafragma superior conformado por la cubierta. A partir del diafragma en el que la columna pierda continuidad vertical en más de la mitad de su longitud horizontal, la columna deja de considerarse estructural.

## **8. MANO DE OBRA NO CALIFICADA**

Es evidente que la Mano de Obra No Calificada también contribuye a la peligrosidad sísmica debido a que la irresponsabilidad de los maestros al no seguir el proceso adecuado en la dosificación del concreto para las respectivas fundiciones de elementos estructurales entre otras negligencias generando problemas en el funcionamiento y desempeño de losas, columnas, vigas, entre otros.

## **D. CAUSAS DE DESTRUCCIÓN DE EDIFICIOS**

De acuerdo a un estudio efectuado por el Dr. Roberto Aguiar, varias son las causas del alto grado de destrucción de las edificaciones, teniendo conocimiento lo acontecido en un país vecino y con similares características geográficas, hace comparaciones con el sismo ocurrido en Colombia en 1999, las principales se indican a continuación con el objeto de meditar si nuestras construcciones no adolecen de los mismos problemas.

### **1. CONSTRUCCIONES SOBRE RELLENOS HETEROGÉNEOS**

En lugares donde se han depositado cualquier clase de materiales en las quebradas, sin compactarlos. Con la humedad de la zona, ocasionan que sus materiales tiendan a asentarse causando la rotura de las tuberías, especialmente del sistema de alcantarillado con lo cual se agrava más el problema.

En Quito, muchos sectores de la ciudad se encuentran sobre rellenos no compactados, con cierta frecuencia aparecen grandes cráteres en las vías sin que haya habido ningún sismo. Por ejemplo en el sector de la Marín, hace muy pocos años, varios edificios adyacentes primero se volcaron y luego colapsaron por este problema.

### **2. DESLIZAMIENTOS DE SUELO**

Los deslizamientos de suelo provocaron gran daño en las construcciones, sobre todo en épocas de lluvias, los medios de comunicación informan sobre las víctimas dejadas porque algunas viviendas fueron sepultadas por deslizamientos de suelo, nuevamente sin sismo.

Los muros perpendiculares pueden colapsar fuera de plano, debido al contacto con los entresijos de las casas del lado, el conjunto perderá toda su estructuración.

### **3. CONSTRUCCIONES DE UNO Y DOS PISOS**

De los cuales todavía se sigue pensando que el sismo no afecta a las construcciones de uno y dos pisos, solo así se entiende porque en varios Municipios no se exige la presentación de planos estructurales para construcciones menores a dos pisos. Por otra parte, la gente de bajos recursos económicos, construye sin una armazón base, solo con mampostería trabada de ladrillo o bloque que tiene menos resistencia.

### **4. EDIFICIOS CONSTRUIDOS EN DÉCADAS PASADAS**

Ventajosamente en el Ecuador, cada año que pasa los edificios se realizan con mejor nivel ingenieril, en décadas pasadas a lo mejor no se haya realizado en control de las derivas, ni se hayan diseñado los nudos ni se hayan controlado ductilidades a nivel local y global, ni se haya verificado la sobre resistencia y reserva de energía sísmica, pero en la actualidad ya se practica esto.

Lo que se requiere es un mayor control en las instituciones donde se aprueban los proyectos. Los sismos afectan más a la población de menores recursos económicos porque son los que construyen con malos materiales, por su bajo costo, en lugares inadecuados, donde la tierra tiene menor valor y con gran hacinamiento en la que no existe separación mínima entre viviendas.

### **E. REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA ELABORACIÓN DE PROYECTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO CON LOSAS CON VIGAS BANDA EN ZONAS DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA.**

Las especificaciones de este estudio deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico.

Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente código.

## 1. DEFINICIONES

Para efectos de esta investigación y según el código se adoptan las siguientes definiciones:

- *Altura de piso:* La distancia entre los diferentes niveles de piso de una estructura.
- *Base de la estructura:* Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.
- *Cortante basal de diseño:* Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.
- *Cortante de piso:* Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.
- *Deriva de piso:* Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.
- *Edificaciones esenciales:* Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.
- *Efectos P- $\Delta$ :* Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

- *Espectro de respuesta para diseño:* Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en este código.
- *Estructura:* Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.
- *Fuerzas sísmicas de diseño:* Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de este código.
- *Muro de cortante (Diafragma):* Pared diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano.
- *Muro estructural:* Muro de cortante cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.
- *Muro de mampostería confinada (reforzada o no reforzada):* muro de cortante con o sin varillas de acero de refuerzo, confinado mediante elementos de borde construidos en hormigón armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería.
- *Muro de mampostería reforzada:* Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.
- *Parámetros de respuesta elásticos:* Fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.
- *Piso blando:* Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

- *Piso débil*: Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.
- *Pórtico espacial sismo-resistente*: Estructura formada por columnas y vigas descolgadas que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga columna son capaces de resistir tales fuerzas, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.
- *Pórtico espacial sismo-resistente con diagonales rigidizadoras*: Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistente como por diagonales estructurales adecuadamente dispuestas, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal.
- *Pórtico espacial sismo-resistente con muros estructurales (sistemas duales)*: Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas.  
Se entiende como una adecuada disposición el ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal.
- *Pórtico espacial sismo-resistente con vigas banda*: Estructura compuesta por columnas y losas con vigas banda (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil.
- *Rigidez lateral de piso*: Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

- *Resistencia lateral del piso:* Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.
- *Sismo de diseño:* Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por este código. Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotécnicas del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

## **2. REQUISITOS QUE DEBERÁN CONTENER EN LA MEMORIA TÉCNICA**

Los requisitos deberán tener una memoria técnica para que pueda ser aprobada por profesionales de control municipal, estos son los que se detallan a continuación:

**Tabla 11** Requisitos que deberán constar en memoria técnica

<b>REQUISITOS EN MEMORIA Y PLANOS ESTRUCTURALES</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1. Nombre y fecha de publicación de las partes del Código Ecuatoriano de la Construcción, con los cuales se hizo el diseño.	(De la memoria de cálculo)
2. Carga Viva y otras carga utilizadas en el diseño.	(De la memoria de cálculo)
3. Resistencia a la compresión especificada del hormigón a edades o etapas señaladas de construcción para las que se diseña cada parte de la estructura.	(De la memoria de cálculo)
4. Resistencia especificada o grado de refuerzo.	(De la memoria de cálculo)
5. Tamaño y posición de los elementos estructurales y del refuerzo	(De los planos estructurales)
6. Precauciones contra cambios en las dimensiones producidas por fluencia, contracción y temperatura.	(De la memoria de cálculo)
7. Magnitud y localización de las fuerzas de pre esfuerzo.	(De la memoria de cálculo)
8. Tipo y ubicación de los empalmes de refuerzo	(De los planos estructurales)
9. Parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño.	(De la memoria de cálculo)
10. Espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica	(De la memoria de cálculo)
11. Desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura.	(De la memoria de cálculo)
12. Si utiliza programas de computación: suposiciones de diseño, datos de entrada y resultados generados por el programa.	(De la memoria de cálculo)
13. Resultados de Análisis: acciones de miembro axial, cortante, momento.	(De memoria de cálculo)

*Elaborado por: Carlos Núñez*

### **3. INCIDENCIA DE EFECTOS SÍSMICOS EN LA CONSTRUCCIÓN**

En la historia nacional se han presentado sismos importantes en Ecuador, siendo unos de especial atención para la ingeniería y el Gobierno, debido a los daños y destrozos causados a centros urbanos. Varios de esos sismos que han afectado en



forma severa su zona epicentral son por ejemplo los que se detallan a continuación en una cronología sísmica:

#### SIGLOS XVI-XVIII

- 1541** Terremoto en la Tierra de los Quitus, en las cercanías del Antisana.
- 1557** Sismos en los alrededores del Tungurahua, y probablemente erupción del volcán.
- 1587** Gran terremoto en Quito.
- 1640** Hundimiento del pueblo Cacha, en las cercanías de Riobamba.
- 1645** Sismos en el centro de la sierra. Quito y Riobamba son las ciudades más afectadas.
- 1662** Terremoto en Quito.
- 1678** Terremoto en Quito.
- 1687** Terremoto en Ambato, Pelileo y Latacunga.
- 1698** Terremoto de Riobamba, Ambato y Latacunga. Derrumbamiento del Carihuairazo e inundación de Ambato.
- 1703** Terremoto en Latacunga.
- 1736** Terremoto en la actual provincia de Cotopaxi.
- 1749** Terremoto en Loja.
- 1755** Gran sismo en Quito.
- 1757** Terremoto en Latacunga.
- 1766** Temblor fuerte en la provincia de Imbabura.
- 1797** Cataclismo sísmico en el centro de la sierra. Riobamba es destruida.

#### SIGLO XIX

- 1840** Fuerte sismo en el Tungurahua. Las ciudades más afectadas son Patate y Pelileo.
- 1856** Terremoto en Cuenca que afecta también Riobamba, Alausí y Guaranda.
- 1859** Terremoto en la ciudad de Quito.
- 1868** Terremoto en la provincia de Imbabura: son destruidas las ciudades de Otavalo, Atuntaqui e Ibarra. Mueren 20.000 personas.

## SIGLO XX

**1913** Sismos al sur de la Provincia del Azuay.

**1923** Terremoto en Tulcán

**1938** Sismo en el valle de los Chillos.

**1942** Sismo en la costa del Guayas y Manabí. Las ciudades afectadas son Guayaquil y Portoviejo.

**1944** Sismo en la provincia de Cotopaxi. Las poblaciones más afectadas son Pastocalle, Toacaso, Saquisilí y Lasso.

**1949** Fuerte terremoto en las provincias de Cotopaxi, Chimborazo, Tungurahua, Napo y Pastaza. Se destruye la ciudad de Ambato y Pelileo.

**1958** Maremoto frente a las costas de Esmeraldas.

**1970** Sismo en la frontera sur. Ciudades de norte del Perú y de la provincia de Loja sufren importantes estragos.

**1987** Sismos de fuerte intensidad a las provincias de pichincha, Imbabura, Carchi y Napo. Se destruye el oleoducto.

**1996** Terremoto en la provincia de Cotopaxi. El cantón Pujilí es el más afectado.

## **4. CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO**

Los tipos de cargas que se consideran en el diseño de los edificios son: a) Cargas muertas, las cuales incluyen el peso de la estructura y el de los pisos, muros, cubiertas de techo, instalaciones mecánicas y eléctricas y muros divisorios; b) Cargas vivas sobre los pisos, las cuales incluyen todas las cargas temporales; c) Cargas de nieve, viento y sismo; y d) Cargas diversas, tales como cargas de grúas viajeras, efectos de los posibles movimientos de la cimentación, de las variaciones de temperaturas y otros cambios dimensionales en los distintos elementos de la estructura.

## **1. CARGAS MUERTAS**

Con objeto de calcular las cargas muertas en un edificio, debe hacerse un croquis preliminar del mismo, mostrando las características estructurales y arquitectónicas. Al diseñar los miembros individuales de un edificio, la carga muerta tributaria sobre cada miembro puede estar compuesta por distintos conceptos, los cuales deben considerarse cuidadosamente.

En la mayoría de los manuales de ingeniería se encuentran los pesos unitarios de los diferentes materiales de construcción; por ejemplo, en el Manual AISC. Se enlistan algunos valores en la tabla 12.

Se han ideado diferentes formas empíricas para estimar el peso de los edificios, pero rara vez son satisfactorias, porque no pueden tomar en consideración todos los factores que afectan a las cargas; por tanto, es conveniente estimar el peso y el tamaño de los diferentes elementos y calcular su peso. Otra guía para estimación se obtiene haciendo comparaciones con estructuras similares.

**Tabla 12** Pesos de materiales

*Kilogramos por metro cúbico*

<b>Mampostería</b>		<b>Agua, Nieve</b>	
Mármol, Granito	2240 - 2640	Agua	1000
Mampostería de tabique	1600 - 2400	Nieve fresca	80
Concreto normal	2400	Nieve compacta	160 o más
Concreto ligero	1440 - 1920	Nieve humedecida	640 - 800
<b>Metales</b>		<b>Diversos</b>	
Acero	7840	Arena	1600 – 1920
Aluminio	2640	Vidrio	2560
Latón	8480	Asfalto	1280 – 1600
		Mortero	1600
<b>Maderas</b>			
Sequoia	416		
Abeto Douglas	512		
Pino	560 – 640		
Roble	864		

**Fuente:** Pesos de materiales (Bresler, Lin y Scalzi)

## **2. CARGAS VIVAS**

La mayoría de los códigos de construcción especifica que los pisos y sus estructuras, deben diseñarse para las cargas vivas que se espera llegarán a soportar durante su vida útil, y los mismos códigos indican por lo general las cargas vivas mínimas que deben usarse para ciertos tipos de edificios.

**Tabla 13 Cargas Uniformes**

USO O OCUPACIÓN		Carga Uniforme
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	kg/m <sup>2</sup>
Armerías		750
Áreas de reuniones	Áreas de asientos fijos	250
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300
Facilidades de salida pública		500
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500
	Almacenaje particular	250
Hospitales	Salas y cuartos	200
Bibliotecas	Salas de lectura	300
	Cuartos de anaqueles	600
Fábricas	Livianas	400
	Pesadas	600
Oficinas		250
Plantas de imprenta	Cuartos de prensa	750
	Cuartos de composición y linotipos	500
Residencias		200
Salas de descanso Plataformas de revisión Grandes tribunas y graderíos		500
Escuelas	Aulas	200
Veredas y calzadas	Acceso público	1200
Bodegas	Livianas	600
	Pesadas	1200
Almacenes	Minoristas	400
	Mayoristas	500

**Fuente:** Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-77)

### 3. CARGAS DE VIENTO

La presión del viento sobre una superficie depende de la velocidad del viento, de la pendiente de la superficie, de la forma de ésta, de la protección contra el viento proporcionada por otras estructuras y de la densidad del aire, la cual disminuye con la altitud y la temperatura. Si el resto de los factores permanece constante, la presión debida al viento es proporcional al cuadrado de su velocidad y a la densidad del aire.

#### 4. FUERZAS SÍSMICAS

Existen dos objetivos básicos en el diseño sísmico: uno es el de proteger al público de la pérdida de vidas y heridas serias, y evitar que los edificios se derrumben o sufran daños peligrosos bajo un sismo de intensidad máxima; el otro es el de asegurar a los edificios contra cualquier daño, excepto los muy leves, bajo sismos de intensidad moderada a intensidad alta. Las cargas de sismo se especifican de modo tal que se logren estos dos objetivos dentro de límites razonables y sin costo excesivo.

En nuestro país, existe el Código Ecuatoriano de la Construcción y en su parte 1, Capítulo 12 dice: “Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismo-resistente.”, ahí se indican las diferentes normas, tipos de suelo y los factores que afectan el cálculo de la fuerza sísmica. A continuación detallaremos el procedimiento de cálculo y los diferentes factores que se utilizan para obtener la fuerza sísmica de acuerdo con lo estipulado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

##### a. Procedimiento de Cálculo de Fuerzas Estáticas

###### 1) Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determina mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E} W \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.1 (4)}$$

$$C = \frac{1.25S^S}{T} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.1 (5)}$$

En donde:

- Z = Factor en función de la zona sísmica adoptada.  
C = No debe exceder del valor de  $C_m$ , no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura.  
I = Tipo de uso, factor de importancia de la estructura.  
S = Su valor y el de su exponente se obtiene de la tabla 3.  
R = Factor de reducción de respuesta estructural.  
 $\Phi_P, \Phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.  
T = Periodo fundamental y se calcula de dos maneras.

- *Coeficiente de Configuración Estructural en Planta  $\Phi_P$*

El coeficiente  $\Phi_P$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.2.1 (6)}$$

En donde:

$\Phi_{PA}$  = El mínimo valor  $\Phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 7, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 ( $\Phi_{Pi}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades);

$\Phi_{PB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades, en ninguno de sus pisos,  $\Phi_P$  tomará el valor de 1.

- *Coeficiente de Configuración Estructural en elevación  $\Phi_E$*

El coeficiente  $\Phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \times \Phi_{EC} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.3.1 (7)}$$

En donde:

$\Phi_{EA}$  = El mínimo valor  $\Phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, obtenido de la tabla 8, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 ( $\Phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades);

$\Phi_{EB}$  = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

$\Phi_{EC}$  = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades, en ninguno de sus niveles,  $\Phi_E$  tomará el valor de 1.

- *Periodo Fundamental de Vibración*

Para calcular este período, existen dos métodos:

**Método 1:** Para estructuras de edificación, el valor de  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.4.1 (8)}$$



En donde:

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

$C_t = 0.09$  para pórticos de acero

$C_t = 0.08$  para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0.06$  para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

**Método 2:** El período fundamental  $T$  puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \left( \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.2.4.2 (9)}$$

En donde:

$f_i$  = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

$\delta_i$  = Deflexión elástica del piso  $i$ , calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

El valor de  $T$  así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T$  calculado con el Método 1.

## b. Distribución Vertical de Fuerzas Laterales

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_i^n f_i \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1 (10)}$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1 (11)}$$

En donde:

$F_t$  = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

$N$  = Número de pisos de la estructura

$T$  = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total  $V$ .

Sin embargo,  $F_t$  no necesita exceder el valor de  $0,25 V$ , y puede considerarse nulo cuando  $T$  es menor o igual a  $0,7$  s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel  $n$ , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i W_i h_i} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.3.1.1 (12)}$$

$F_x$  = La 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, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ .

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas  $F_x$  y  $F_t$ , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

### **c. Distribución Horizontal del Cortante**

El cortante de piso  $V_x$ , en cualquier piso  $x$ , es la suma de las fuerzas  $F_t$  y  $F_x$  sobre ese piso.  $V_x$  debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

### **d. Volcamiento**

Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas ( $F_t$  y  $F_x$ ), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

### **e. Efectos p- $\Delta$**

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben

considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P- $\Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i$ , es menor a 0,10.

El índice de estabilidad, para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.7.2 (14)}$$

En donde:

$Q_i$  = Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$ .

$\Delta_i$  = Es la deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  = El cortante sísmico del piso.

$H_i$  = La altura del piso considerado.

El índice de estabilidad de cualquier piso,  $Q_i$ , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando  $Q_i$  es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo-resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del código establecido.

#### f. Límites de la Deriva de Piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas ( $\Delta_E$ ), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- $\Delta$ . Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

#### *Límites de la deriva*

El valor de  $\Delta_M$  debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R \Delta_E \quad \text{CPE INEN 5:2001 6.8.2.1 (16)}$$

No pudiendo  $\Delta_M$  superar los valores establecidos en la Tabla 14.

**Tabla 14** Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T.

## 5. SISMO – RESISTENCIA DE LA CONSTRUCCIÓN

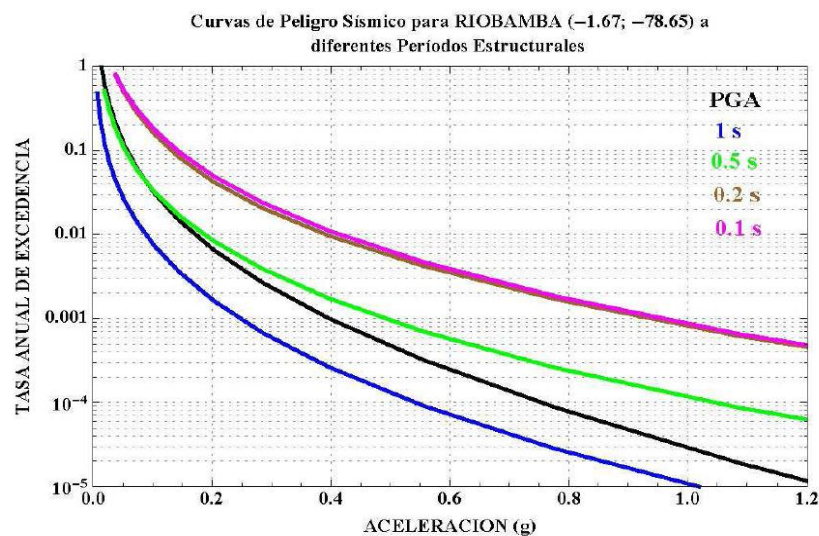
Un principio básico del diseño sismo-resistente tradicional es el proporcionar suficiente resistencia y ductilidad a las estructuras para resistir la acción de terremotos severos que pueden ocurrir durante la vida de las mismas. El diseñador confía en el hecho de que un edificio correctamente calculado y diseñado no colapsará ante un terremoto severo, aceptando la ocurrencia de un cierto nivel de daño, tanto estructural como no-estructural. La imposibilidad de diseñar una estructura para que se comporte elásticamente en el caso de la ocurrencia del mayor evento sísmico probable tiene que ver directamente con razones de carácter económico. Para cumplir con este principio, los ingenieros estructurales utilizan métodos de cálculo en el rango elástico y aplican recomendaciones y métodos de diseño recomendados por códigos. Para automatizar este proceso se utilizan paquetes de software tales como el SAP2000, ETABS, etc.

Sin embargo, este proceso rutinario de cálculo y diseño sísmico de estructuras tiene muchas inconsistencias conceptuales, las cuales son ampliamente reconocidas desde la década pasada. Las principales tienen que ver con dos hechos fundamentales. El primero: si se acepta la ocurrencia de daños ante la ocurrencia de un terremoto severo, no es aplicable ninguna herramienta elástica, puesto que el fenómeno del daño tiene que ver directamente con un comportamiento inelástico. El segundo hecho es la excesiva simplificación del fenómeno sísmico que los actuales códigos utilizan, esto es, el emplear fuerzas laterales estáticas equivalentes o fuerzas dinámicas provenientes de un análisis modal espectral, unidireccional e independiente del tiempo, utilizando espectros de diseño obtenidos para estructuras de un solo grado de libertad y aplicándolas a modelos de varios grados de libertad. El efecto sísmico es en realidad dinámica, multidireccional (6 componentes espaciales), dependiente del tiempo y el comportamiento de muchas estructuras se aleja bastante del comportamiento de una estructura de un grado de libertad. Es necesario agregar el hecho de que la fuente de mayor incertidumbre en un cálculo y diseño sísmico es la definición misma de la acción sísmica.

Por todo ello, el diseño sismo-resistente tradicional de estructuras ha fallado en varias ocasiones, produciéndose colapsos, daños severos e ingentes pérdidas de vidas y económicas. Afortunadamente, la ingeniería sismo-resistente ha logrado considerables avances en la presente década, y dentro de ellos están la nueva filosofía de diseño aplicando conceptos energéticos y el apareamiento de los sistemas pasivos de disipación de energía.

## 6. CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Para diseño de estructuras de ocupación especial, para estructuras esenciales, para el diseño de puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de terremoto con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño sísmico. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá dicho tipo de edificaciones, se proporcionan en la Figura 2.2.6, las curvas de peligro sísmico probabilista para la ciudad de Riobamba, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En la figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.



**Figura No. 7** Curvas de peligro sísmico, Riobamba.

## 7. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

Es la intención del presente estudio que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sismo resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, catalogadas como tales según los requisitos establecidos, la filosofía de diseño busca además elevar el nivel de protección de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aun después de la ocurrencia del sismo de diseño. Para este tipo de estructuras se deberá cumplir con los requisitos mínimos que establece la norma.



## 8. MÉTODO ALTERNATIVO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) es una herramienta para el Diseño por Desempeño de estructuras. El método parte de un desplazamiento objetivo, que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Para asegurar la eficacia del DBD, se deben utilizar paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio, y solo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

## 9. CRITERIO DE DESEMPEÑO

Para el estado límite "seguridad de vida", las estructuras pueden alcanzar los límites de deformación unitaria que se muestran en la Tabla 15.

**Tabla 15** Límites de deformación unitaria

Material	Deformación Unitaria Máxima
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_y h \epsilon_{su}}{f'_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

El límite a la deformación unitaria por compresión en el hormigón armado se basa en el modelo de Mander, que estima el incremento de resistencia y capacidad de deformación debida al confinamiento causado por el acero transversal en función de: la cuantía volumétrica,  $\rho_v$ , el esfuerzo de fluencia  $f_y h$ , la deformación unitaria última  $\epsilon_{su}$  del refuerzo de confinamiento, y la resistencia a la

compresión del hormigón en el núcleo confinado  $f'_{cc}$ . Cuando no sea posible procurar un confinamiento adecuado a las secciones de hormigón armado, o cuando debido a la forma de la sección, el modelo de Mander u otro método racional no pueda aplicarse, el límite a la deformación unitaria del hormigón se fijara en 0.004

El límite en la deformación unitaria máxima del acero de refuerzo se especifica conservadoramente igual a 0.06 con lo cual se trata de evitar mecanismos de falla no considerados por el método de diseño como son la falla por fatiga y pandeo de las barras longitudinales.

Dada la flexibilidad inherente de las estructuras con pórticos resistentes a momentos, el perfil de desplazamiento objetivo será en muchos casos gobernado por el límite impuesto a las derivas de piso, mientras que en los edificios con muros estructurales, es probable que los límites en la deformación unitaria controlen el diseño.

Los límites en la deformación unitaria por flexión o flexo-compresión especificados en la Tabla 15, se deben aplicar a las fibras extremas de las secciones donde se espera la formación de rotulas plásticas. Estos valores de deformación definen el nivel de daño en la estructura, más allá del cual los costos de reparación pueden superar los costos de reposición.

## IV. METODOLOGÍA

### A. TIPO DE ESTUDIO

#### 1. Métodos

- a. **Método Inductivo.-** Se recopilará la información necesaria para el desarrollo del presente tema que tenga relación con la sismicidad a través de la historia en nuestro cantón.
- b. **Método Bibliográfico.-** Se determina las fuentes más importantes que proporcionen información y documentación como: ordenanzas, códigos de construcción, libros, planos, información de la WEB.
- c. **Método Aplicado.-** De acuerdo a finalidades perseguidas en esta investigación.
- d. **Método Experimental.-** Según métodos para obtención de datos como análisis estructural y simulación de riesgos sísmicos.
- e. **Método Explicativo.-** En función de los conocimientos adquiridos.
- f. **Método Científico.-** Según resultados diferentes obtenidos mediante el desarrollo de esta investigación.
- g. **Método Analítico.-** En función del razonamiento empleado.
- h. **Método Colectivo.-** Por el número de colaboradores que contribuyen para el desarrollo de esta investigación.

## 2. Técnicas

Observación analítica, individual, planificada.- Una vez que se cuente con el material necesario se procederá a realizar las simulaciones necesarias en programas computarizados (ETABS), (SAP2000), con las normas INEN CPE 5:2001, 1993, A.C.I. 318S-05, y los respectivos criterios de diseño sísmo-resistente.

## 3. Instrumentos

- a. **Ficha de Registros.-** Son fichas que serán utilizadas para registrar datos de comportamientos de edificaciones de concreto reforzado ante modelaciones de eventualidades sísmicas en sus respectivos programas.
- b. **Tablas de Resultados.-** Luego del análisis se procederá a presentar los resultados en tablas para que puedan ser tabuladas y de esta manera obtener buenas conclusiones.
- c. **Fichas Bibliográficas.-** Se utilizarán para recopilación de información de estudios realizados en temas afines que puedan ayudar a obtener los resultados esperados de esta tesis.
- d. **Planos de pórticos referenciales.-** Estos servirán para empezar las modelaciones en el programa de ETABS para diseños de estructuras de concreto reforzado antisísmicas.

## B. POBLACIÓN Y MUESTRA

1. **POBLACIÓN.-** La población se la considera indefinida por la cantidad de construcciones de concreto reforzado con losas planas y vigas embebidas o vigas banda.
2. **MUESTRA .-** Como no se conoce la población se usará la expresión que se indica a continuación para determinar el tamaño de la muestra:

**Fórmula:**

$$n = \frac{Z^2 \cdot \sigma^2}{E^2} *$$

En donde:

***n*** es el tamaño de la muestra,

***Z*** es el nivel de confianza deseado,

***σ*** es la varianza poblacional,

***E*** el límite aceptable de error.

Si se estima como nivel de confianza deseado el 95% y un límite aceptable de error del 10% reemplazando en la expresión se tiene:

$$n = \frac{1.00^2 * 0.50^2}{0.10^2}$$

$$n = 0.25/0.01$$

$$n = 25$$

El tamaño de la muestra es de 25 construcciones consideradas para el presente estudio.

### **3. TIPO DE MUESTRA**

El tipo de muestra que utilizará la presente investigación será el de aleatorio simple, tomando en cuenta el tamaño de la muestra en 25 edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda de todos los barrios urbano marginales de la Ciudad de Riobamba.

\* Monografias.com. Estadística Descriptiva

## **C. PROCEDIMIENTOS**

Se realiza recopilación de campo y bibliográfica que existe sobre los temas que abarca la presente investigación, para realizar el análisis de las edificaciones consideradas para el presente estudio.

### **Planificación**

Para el desarrollo de esta investigación se procede a realizar un análisis de 25 modelos con diferentes secciones que representará la población de edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda de todos los barrios urbano marginales de la Ciudad de Riobamba.

### **Obtención del software para Ingresar datos para la modelación de las muestras.**

Tenemos dos alternativas para desarrollar este análisis.

- ETABS
- SAP2000

*El software que vamos a utilizar será ETABS V 9.7.2 con licencia perteneciente a la Universidad Nacional de Chimborazo con fines Académicos.*

**ETABS: Extended Three dimensional Analysis of Building System.**

En el transcurso de los últimos años se han dictado una serie de cursos sobre el programa ETABS, con versiones cada vez más altas, en los que se ha constatado un cambio desde el criterio inicial que pedía conocer sus características básicas hasta el actual que desea profundizar y emplear los más sofisticados procedimientos de cálculo disponibles

Debe también anotarse que los modelos empleados son pórticos tridimensionales en hormigón armado. Se usan las recomendaciones del CEC2000 y NEC 11 cap. 2 para vigas y columnas y en el caso de losas ésta es la alivianada tipo en el país,

en la cual se modelan los dos constituyentes principales: loseta y nervios. La decisión de usar esta modelación descansa en el hecho de que es el modelo más realista y a que, para estructuras relativamente pequeñas (residencias, edificios de menos de 5 pisos), es resuelto relativamente rápido por los computadores actualmente disponible.

Un detalle también importante es el manejo de las cargas sísmicas que se presentan en dos alternativas: cargas estáticas equivalentes y cargas por análisis modal espectral. Estas cargas no sólo son las más importantes sino que además exigen cambios en la geometría del modelo.

Finalmente, hay algunos detalles en el modelo que permiten obtener diseños bien realizados: extremos de rigidez infinita, liberación de momentos en extremos de nervios y el uso del efecto P-delta, sin el cual el diseño de columnas ante cargas sísmicas no estaría completo.

### **Población de estudio**

Conocedores de los grandes problemas que aquejan a la ciudad de Riobamba y debido a muchas viviendas construidas informalmente se determinó una población INDEFINIDA, ya que a ciencia cierta no conocemos todos los casos existentes de edificaciones de concreto reforzado construidas en concreto reforzado con losas planas con vigas banda.

### **Selección del método de obtención de muestras**

Mediante formula estadística cuando se desconoce la población por ser infinita se pudo determinar el número de muestras a ser analizadas mediante el software ETABS para obtener resultados crediticios que nos ayudaran a concluir con éxito esta investigación.

El número de muestras obtenidas es de 25 modelaciones por lo tanto realizaremos un total de 25 análisis básicos educativos y con fines demostrativos.

## **Obtención de muestras**

De un planteamiento de modelo matemático de pórtico simple con secciones diferentes a los cuales analizaremos para obtener los resultados deseados los mismos que nos ayudarán a concluir con éxito esta investigación, proponiendo soluciones a los problemas encontrados en las construcciones que han sido edificadas sin un criterio profesional antisísmico.

## **Clasificación de las muestras**

Las muestras se logran clasificar según nuestra propuesta y limitándonos a edificaciones de dos plantas y de secciones variables de concreto reforzado y que sean destinadas a ser construidas en la ciudad de Riobamba por las características específicas que tiene nuestra ciudad por problemas sísmicos, propiedades de materiales y mala construcción de las mismas sin respetar las normas mínimas que el Código Ecuatoriano establece para la construcción de edificaciones de concreto reforzado en zonas de alto peligro sísmico.

## **D. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE MUESTRAS**

Es importante considerar el punto de partida de esta investigación, que es el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en Código Nacional vigente para diseño sismo resistente y otros extranjeros pero manteniendo como prioritario el Código Ecuatoriano, a continuación se detallan los códigos utilizados para este trabajo:

CPE INEN 5:2001. Parte 1. Cap. 12. Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismo-Resistente.

CPE INEN 5:2001. Parte 1.



Reglamento ACI 318S-05  
CPE INEN 5:1993. Parte 2.  
CPE INEN 5:1984. Parte 3.  
NEC 11. Parte 2.  
NEC 11. Parte 11

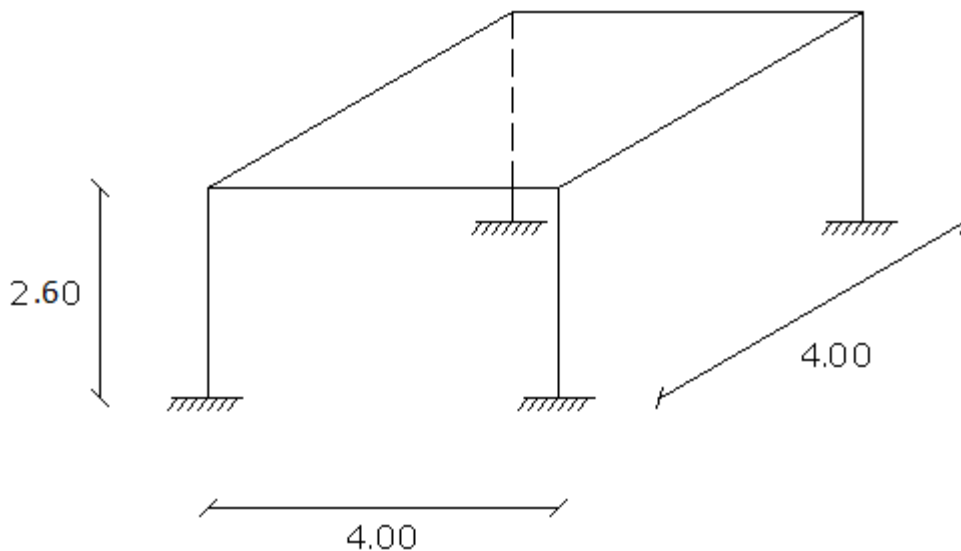
Para realizar las modelaciones de las estructuras propuestas en esta investigación se deberá tomar en cuenta:

### 1. BOSQUEJO DE LA ELABORACIÓN DE MODELOS

Todos los modelos están constituidos por dos partes claramente diferenciadas:

- geometría.
- cargas.

Respecto a la geometría en primer lugar ciertamente es necesario plantearse las características básicas de la estructura. Supóngase por ejemplo un pórtico tridimensional de un vano en X, un vano en Y y 1 piso de alto como se muestra en la Figura 1:



**Figura No. 8** Pórtico tridimensional

Nótese que se han definido las características de apoyo de la estructura: normalmente empotramientos; y además, las dimensiones del vano en X (4.00 m), del vano en Y (4.00 m) y el alto del piso (2.60m). El sistema de coordenadas global que se usa es el típico del programa ETABS, en el cual los planos horizontales son XY y por tanto el eje vertical es siempre el Z.

Luego de completar estos datos básicos es necesario definir las características de los materiales que intervienen: en este caso el hormigón y el acero. El primero se caracteriza fundamentalmente por el esfuerzo de rotura a los 28 días de muestras cilíndricas,  $f'c$ , y además por el módulo de elasticidad,  $E_c$ . Éste es importante porque determina la magnitud de las deformaciones, en el país es recomendable usar un valor de  $12000\sqrt{f'c}$  (Kg/cm<sup>2</sup>). En la Tabla 16 se encuentran valores comúnmente usados:

**Tabla 16** Características de los materiales

<b>MATERIAL</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>
HORMIGÓN	$f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ ; $E=12000\sqrt{210}=173897 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO	$f_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

A continuación se definen las secciones transversales de vigas y columnas. Por ejemplo se tienen datos como los que se muestran en la Tabla 17:

**Tabla 17** Secciones de vigas y columnas

<b>ELEMENTO</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>
VIGA	BASE=25cms ALTURA=20cms
COLUMNA	BASE=30cms ALTURA=30cms

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Con estos datos se pueden calcular las propiedades geométricas de las secciones: áreas, inercias, áreas de corte. Adicionalmente deben completarse dos grupos de datos suplementarios: el primero se refiere a la reducción de las inercias, ya que

en el cálculo se usan inercias agrietadas (Tabla 18), en tanto que el segundo es para el diseño de las secciones y por ejemplo requiere la profundidad del centroide de las varillas de armado longitudinal (Tabla 19).

**Tabla 18** Inercias agrietadas

<b>ELEMENTO</b>	<b>FACTOR DE INERCIA AGRIETADA</b>
VIGA	I33= 0.5
COLUMNA	I33=0.8, I22=0.8

**Fuente:** Análisis Sísmico por Desempeño Dr. R. Aguiar

**Tabla 19** Características de diseño

<b>VIGAS</b>	
Recubrimiento hasta el centroide de las varillas en la armadura superior	0.04 m
Recubrimiento hasta el centroide de las varillas en la armadura inferior	0.04 m
<b>COLUMNAS</b>	
Configuración del refuerzo lateral	rectangular
Tipo de refuerzo lateral	estribos
Recubrimiento hasta el centro de las varillas	0.045 m
Número de barras en sentido local 3	3
Número de barras en sentido local 2	3
Tamaño de las barras	14d
Chequeo/Nuevo Diseño	Nuevo Diseño

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Con los datos anteriores se ha completado la definición de vigas y columnas, falta aún la losa que es alivianada tipo de 20 cm de espesor. Como se dijo esta se modela con dos elementos: la loseta y los nervios. Estos tienen las características que se indican en la Tabla 20:

**Tabla 20** Características de la loseta y los nervios de una losa

<b>LOSETA</b>	
Espesor como membrana	0.05
Espesor para flexión	0.05
Tipo	Membrana
Modificador de la inercia a tracción/compresión a lo largo del eje local 1	0.05
Modificador de la inercia a tracción/compresión a lo largo del eje local 2	0.05
<b>NERVIOS</b>	
Dimensiones de la sección	Base=10cms; Altura=20cms
Factor de modificación de la inercia I33	0.25
Recubrimiento hasta el centro de la varillas superiores	2.6 cms
Recubrimiento hasta el centro de la varillas inferiores	2.6 cms

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Para la loseta el espesor como membrana define sus características a tracción y compresión dentro del plano formado por ella y además su peso. El espesor para flexión define sus características a flexión, al respecto vale la pena recordar que la resistencia a flexión de una lámina plana es mucho menor que la de la misma lámina pero ondulada. Finalmente, los modificadores empleados evitan que la loseta lleve esfuerzos a tracción y compresión, y por tanto enmascare pares de fuerzas que puedan constituir momentos flectores. En definitiva se obtiene un elemento que tan sólo transmite carga, pero en la que se incluye su propio peso.

Por otro lado los nervios tienen una altura igual a la total de la losa, es decir que incluyen el espesor de la loseta. Se modela de esta manera porque como se ha explicado la loseta no soporta flexión. Se observa además que se ha reducido su inercia al 25%. Esta es una recomendación del ACI318-02 con el fin de considerar su agrietamiento.

Con los datos anteriores el modelo geométrico básico está completo.

Para optimizar el modelo anterior se requiere en primer lugar determinar los extremos de rigidez infinita de vigas y columnas. Estos extremos se producen en las uniones de dichos elementos y se modelan por dos razones:

- la evidente realidad, y
- porque permiten el cálculo de momentos para diseño en las caras de las uniones de barras.

En el modelo empleado se reduce la longitud de la zona rígida a la mitad, pues se ha encontrado experimentalmente que esta alternativa da resultados más cercanos a la realidad. A pesar de que la zona rígida se reduce a la mitad, los momentos que entrega el programa ETABS siguen siendo en la cara de la unión.

Adicionalmente también debe considerarse una reducción en la rigidez torsional de las vigas conectadas con los nervios, fundamentalmente en vigas externas. En este modelo lo anterior se obtiene indirectamente al colocar rótulas en los nervios que se conectan con dichas vigas externas. El objetivo es modelar el comportamiento deformado real de las losas.

Con este último cambio el modelo está listo para incluir cargas, claro que sólo del tipo vertical. Para las sísmicas aún habrá que optimizarlo.

En primer lugar se definirán dos estados de carga que son los típicos: cargas permanentes y temporales. Posteriormente se asignará la magnitud de dichas cargas como se observa en la Tabla 21:

**Tabla 21** Cargas verticales y magnitud

<b>CARGA</b>	<b>MAGNITUD (T/m<sup>2</sup>)</b>
Permanente (MUERTA)	Peso propio + 0.30
Temporal (VIVA)	0.20

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Nótese que la magnitud de la carga permanente tiene dos componentes: peso propio y un valor (0.30 T/m<sup>2</sup>) que representa cargas adicionales. El peso propio se refiere al de los elementos descritos hasta aquí: vigas, columnas y losa. Las cargas

adicionales son por ejemplo: alisado, mortero base de baldosa, baldosa, paredes, cielo raso.

La magnitud de la carga temporal ( $0.20 T/m^2$ ) es típica para residencias.

Una vez que se tienen las cargas verticales es necesario continuar con las cargas sísmicas. Para usarlas es necesario añadir algunas características a la geometría del modelo. En primer lugar las losas se modelan como cuerpos rígidos en su plano, es decir: si se conoce el desplazamiento en X, el desplazamiento en Y y el giro alrededor de Z de un punto de la losa es posible calcularlos para cualquier otro punto. Cada losa es un cuerpo rígido independiente pero en los actuales programas basta darles un solo nombre ya que se distingue entre losas por su nivel sobre el suelo. Una ventaja de este modelo es que simplifica el número de ecuaciones necesarias para resolver la estructura y permite además incluir un concepto tal como el de torsión accidental. Ésta se considera determinada por un momento igual a la carga lateral sísmica de piso multiplicada por el brazo de palanca dado por el 5% (0.05) de la mayor dimensión en planta de la estructura perpendicular al sentido del sismo.

Por otra parte hay que especificar cuáles son las fuentes de la masa de la estructura, porque es el dato de partida que el programa usa para la determinación de las cargas sísmicas. Usualmente esta fuente son las cargas verticales. En el caso de residencias es el 100% de la carga permanente, en tanto que para otras estructuras por ejemplo almacenes se recomienda añadir un porcentaje de la carga temporal.

En el caso del programa ETABS hay que adicionalmente desactivar las propiedades para cargas sísmicas considerando el IBC 2000, caso contrario los factores de cálculo son diferentes a los acostumbrados.

Finalmente hay que incluir el efecto P-delta, es decir momentos adicionales debidos a la deformación de la estructura. Esto es particularmente importante cuando la estructura se deforma ante cargas sísmicas, pues los momentos adicionales debidos a las cargas verticales permanentes sobre esta deformada son significativos. Debido a que en el país se construyen estructuras relativamente flexibles es necesario que el efecto P-delta se calcule en un proceso iterativo con por lo menos 3 iteraciones.

Las cargas sísmicas estáticas equivalentes son actualmente calculadas automáticamente por los programas y únicamente se necesitan los datos que se muestran en la Tabla 22.

**Tabla 22** Datos para cargas estáticas equivalentes

<b>DATO</b>	<b>MAGNITUD</b>
Coefficiente del peso de la estructura que corresponde a la carga sísmica total	0.12
Dirección del sismo	X
Excentricidad accidental	0.05

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Para considerar sismos en otras direcciones debe incluirse adicionalmente la dirección Y.

Las combinaciones para diseño de estos diferentes estados de carga siguen las recomendaciones del ACI318-99 y se muestran en la Tabla 23:

**Tabla 23** Combinaciones de Diseño (ACI 318-99)

<b>COMBINACIÓN</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>SX</b>	<b>SY</b>
DCON1	1.4			
DCON2	1.4	1.7		
DCON3	1.05	1.275	1.4025	
DCON4	1.05	1.275	-1.4025	
DCON5	1.05	1.275		1.4025
DCON6	1.05	1.275		-1.4025
DCON7	0.9		1.43	
DCON8	0.9		-1.43	
DCON9	0.9			1.43
DCON10	0.9			-1.43

**Fuente:** (ACI 318-99)

Finalmente debe incluirse el análisis modal espectral.

Se empezará indicando que el número de modos de vibración es igual al de los grados de libertad de las losas modeladas como cuerpos rígidos: 3 por planta. Para calcular estos modos se usarán los Ritz que tienen la ventaja sobre los Eigen que calculan sólo los modos que son activados por las cargas y/o, por las aceleraciones del suelo. Normalmente basta con considerar los modos activados por las aceleraciones en X, Y y Z. Sin embargo pueden darse otros como por ejemplo los debidos a cambios de temperatura.

A continuación debe definirse la función espectral, es decir la forma del espectro de respuesta. Siguiendo los lineamientos del CEC2000 se calcula un factor denominado C, que es el que determina esta forma:

**Tabla 24** El coeficiente C y otros parámetros relacionados

<b>FACTOR</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>VALOR</b>
C	Perfil del espectro de diseño $0.5 \leq C = \frac{1.25S^S}{T} \leq C_m$	variable
S	Coeficiente por tipo de suelo	1.5 (=S3)
C <sub>m</sub>	Valor máximo de C de acuerdo al tipo de suelo	2.8
T	Periodos de vibración	variable

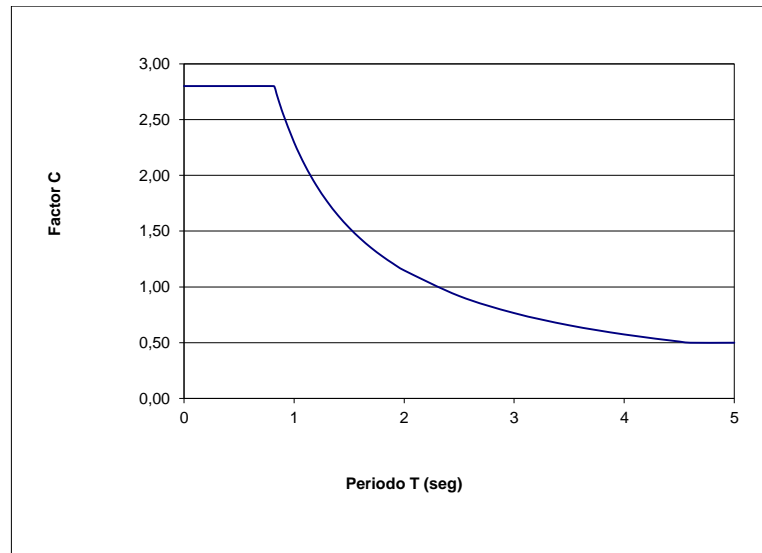
En la Tabla 25 se entregan los valores que se usan de C y su forma en la Figura 9.



**Tabla 25** Valores del factor C

<b>T</b>	<b>C</b>
0	2.80
0.821	2.80
0.9	2.55
1	2.30
1.1	2.09
1.2	1.91
1.3	1.77
1.4	1.64
1.5	1.53
1.6	1.44
1.7	1.35
1.8	1.28
1.9	1.21
2	1.15
2.5	0.92
3	0.77
3.5	0.66
4	0.57
4.5	0.51
4.6	0.50
5	0.50

Fuente: CEC2000



**Figura No. 9** Factor C según CEC2000

Fuente: CEC2000

La Figura 9 fue construida usando un tipo de suelo malo S3, pues es el que se usa en un diseño preliminar cuando no se conoce el tipo de suelo.

Finalmente debe indicarse el caso de carga espectral en donde se dan los siguientes datos:

- Amortiguamiento: se usa un valor general de 5% característico del hormigón armado.
- La forma de combinar los modos de vibración. Usualmente se usa el método cuadrático completo (CQC) pues toma en cuenta el posible acoplamiento de los modos de vibración.
- Puesto que los sismos vienen en cualquier dirección deberá realizarse una combinación direccional de los sentidos X ,Y y Z usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). En este ejemplo se considera la componente vertical del sismo aunque no hay elementos, tales como los voladizos, susceptibles de ser afectados.
- El sismo se define a través de la función espectral y de un factor de escala dado por los siguientes parámetros:

**Tabla 26** Parámetros para el factor de escala

<b>FACTOR</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>VALOR</b>
Z	Factor de zona	0.4
I	Factor de importancia	1.0
R	Factor de reducción de respuesta estructural	10
$\phi_P$	Coeficiente de configuración estructural en planta	1.0
$\phi_E$	Coeficiente de configuración estructural en elevación	1.0

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

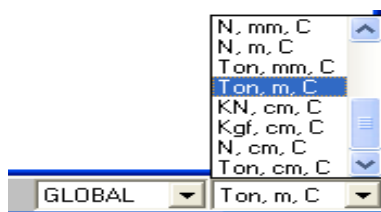
Usando los parámetros anteriores el factor de escala es  $[Z \cdot I / (R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E)] \cdot g$ , aquí igual a 0.39 y donde g es la aceleración de la gravedad. Para la componente vertical el factor de escala es 2/3 del anterior.

Adicionalmente es obligatorio considerar la torsión accidental.

## 2. MÉTODO DE ANÁLISIS PARA INGRESAR LAS MUESTRAS PARA OBTENER RESULTADOS EN EL PROGRAMA ETABS.

### 2.1 Cambio de unidades

En ETABS, en primer lugar, cambie las unidades a Toneladas y metros:

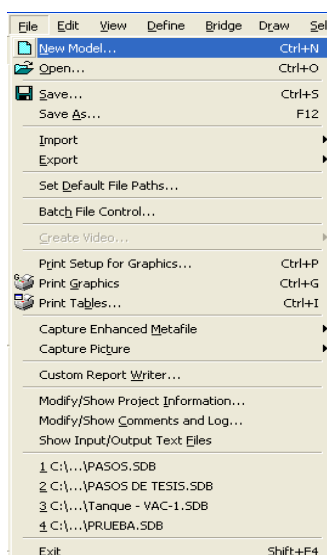


**Figura No. 10** Asignación de unidades

Fuente: ETABS v9.7.2

Se definen las unidades en Ton – m porque es la compatible con las unidades para nuestro análisis.

### 2.2 A continuación se crea un nuevo modelo

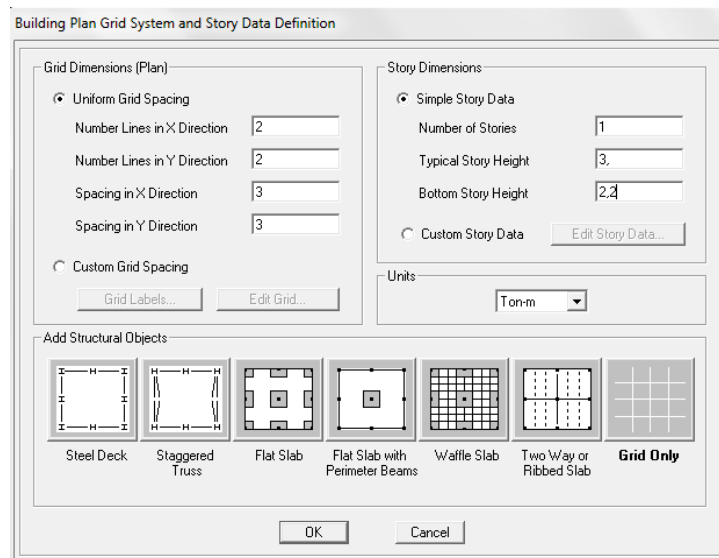


**Figura No. 11** Designación de nuevo modelo

Fuente: ETABS v9.7.2

Utilizando la ruta File New Model aparece la ventana mostrada a continuación verificamos las unidades con las que ingresamos datos al programa para este ejemplo son las unidades que se indicaron anteriormente las cuales son Ton, m, C.

### 2.3 Modelos definidos por el programa.

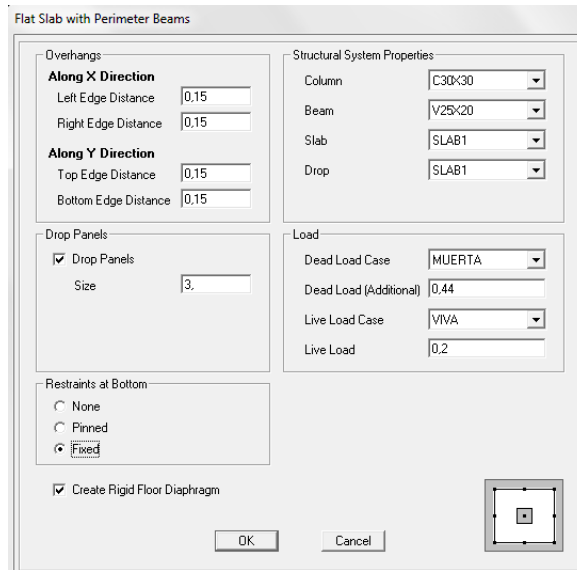


**Figura No. 12** Designación de la geometría de la estructura

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Esta opción nos ayuda a definir la geometría de las estructuras.

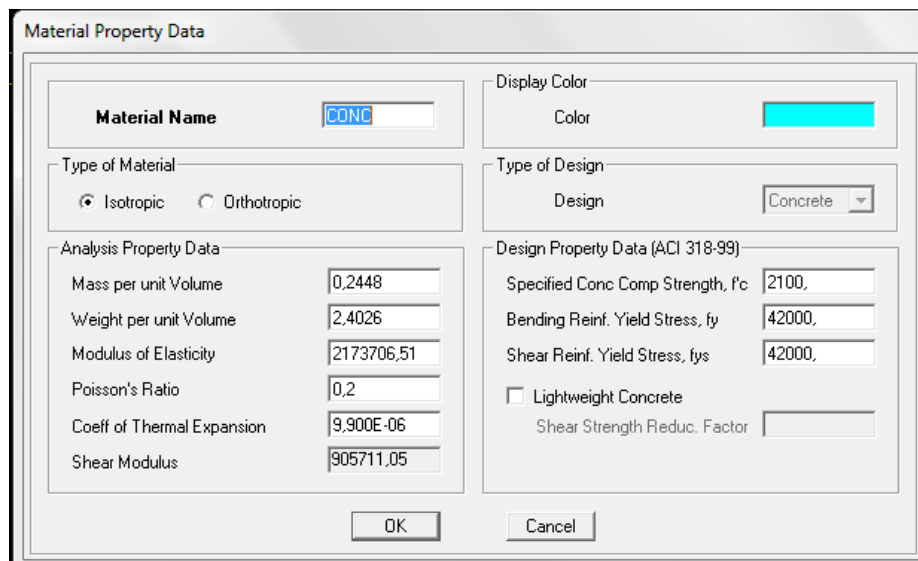
En esta ventana se definió la opción Flat Slab with Perimeter Beams, porque es una de las herramientas del programa que nos permite modelar vigas perimetrales, analiza a los elementos bajos criterios que se encuentran contemplados en nuestro estudio.



**Figura No. 13** Designación de secciones para la estructura

Fuente: ETABS v9.7.2

## 2.4 Configurar las características físicas de los materiales a utilizar

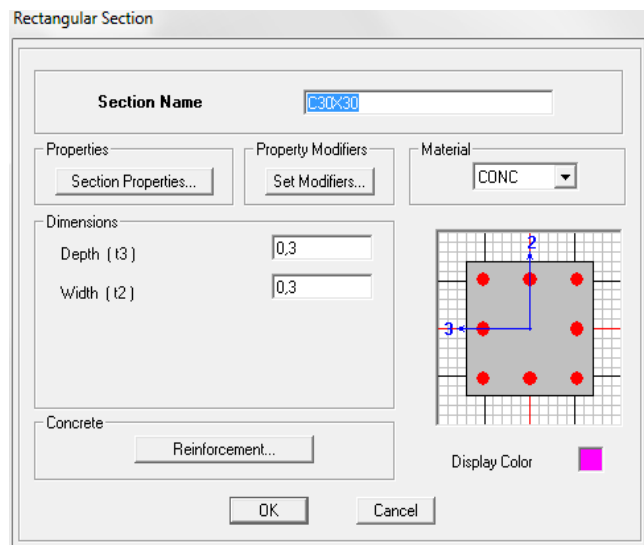


**Figura No. 14** Características de los materiales

Fuente: ETABS v9.7.2

En esta opción se modifican las propiedades del material concreto. Los casilleros que se modificaron fue el peso por unidad de volumen, masa por unidad de volumen, módulo de elasticidad también se modificaron los casilleros del límite de fluencia y la resistencia a la tracción mínimo.

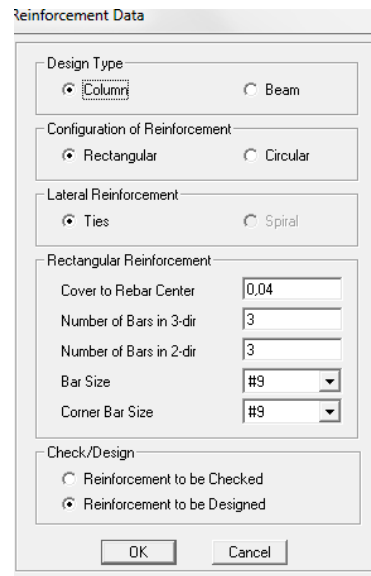
## 2.5 Crear las secciones en el menú Define – Frame Sections



**Figura No. 15** Definición de secciones

**Fuente:** ETABS v9.7.2

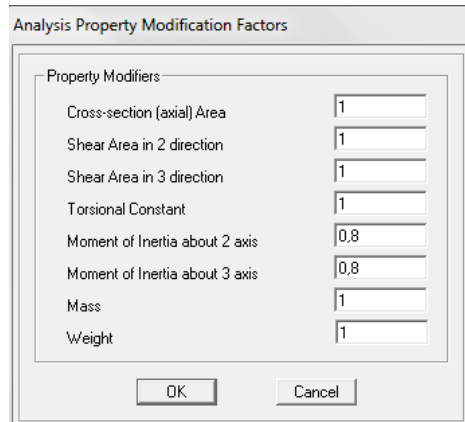
Al colocar como material “CONC” se activó el botón “Reinforcement”. Presiónelo para obtener la siguiente pantalla que ya se ha modificado con los datos del modelo:



**Figura No. 16** Designación del tipo de elemento

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Presione el botón OK para regresar a la pantalla previa. Ahora presione el botón “Set Modifiers” y cambie la inercia alrededor del eje 2 y 3 como se indica:

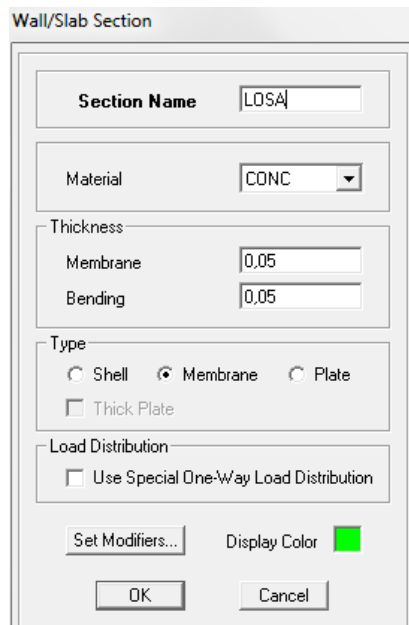


**Figura No. 17** Consideración de las inercias agrietadas en los elementos

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Se repite el mismo procedimiento para las vigas y los nervios considerando que solo se debe cambiar la inercia alrededor del eje 3.

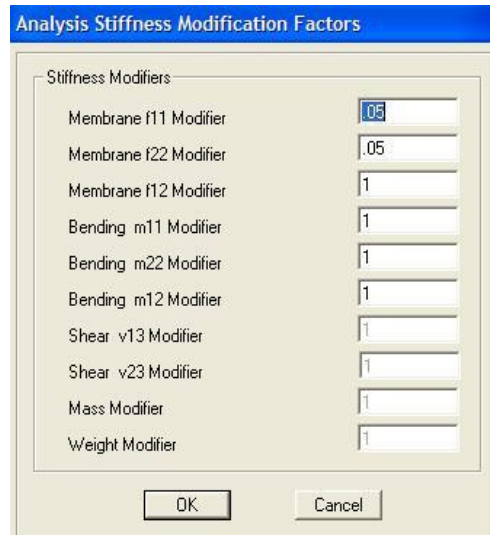
## 2.6 Asignación de las propiedades de la losa



**Figura No. 18** Asignación de las propiedades de la losa

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Para evitar que la membrana colabore con la viga de borde como una ala de longitud infinita presione el botón “Set Modifiers...” y cambie las rigideces como se indica:



**Figura No. 19** Modificación de factores en la membrana de losa

Fuente: ETABS v9.7.2

## 2.7 Asignación de nervios en la losa



**Figura No. 20** Definición de nervios en losa

Fuente: ETABS v9.7.2

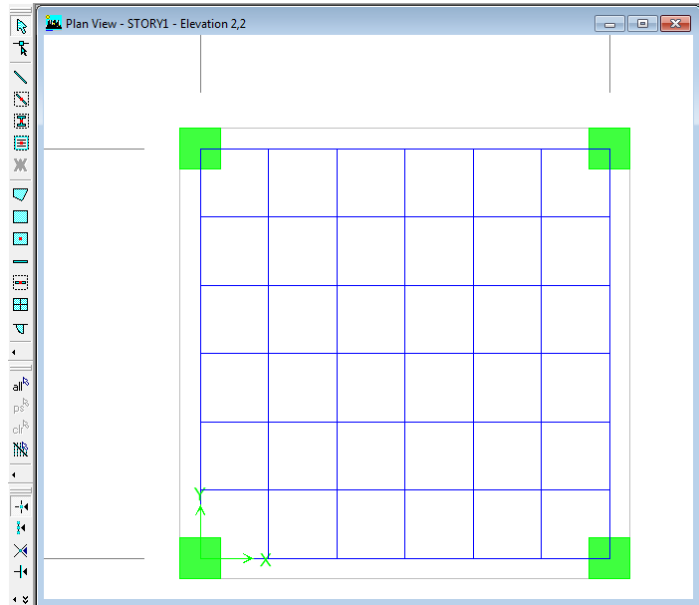
Property	N15
Moment Releases	Continuous
Spacing	Max Spacing
Max Spacing	0.5
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

**Figura No. 21** Modificación para la colocación de nervios

Fuente: ETABS v9.7.2



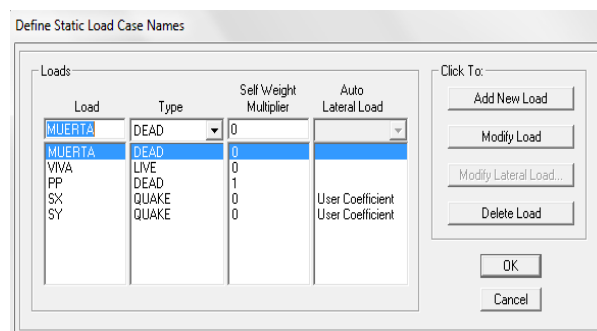
Posteriormente, modifique el último dato de la ventana auxiliar “Approx. Orientation” a “Parallel to Y or R” y repita el procedimiento anterior. Finalmente obtendrá una ventana similar a la siguiente:



**Figura No. 22** Colocación de los nervios en la losa

Fuente: ETABS v9.7.2

## 2.8 Definición de estados de carga.



**Figura No. 23** Tipos de cargas

Fuente: ETABS v9.7.2

Se definieron las cargas que actúan en la estructura mediante el menú Define – Static Load Cases se crean tres tipos de cargas: Carga Muerta, Carga Viva y

Cargas de Sismo, para la carga muerta se consideró el peso propio. Para considerar las fuerzas laterales producidas por un sismo se aplicó el método de fuerza equivalente basado en las especificaciones del código ecuatoriano.

## 2.9 Coeficiente Para Determinar Cargas Laterales

The image shows a software dialog box titled "User Defined Seismic Loading". It contains several sections for configuring seismic load parameters. The "Direction and Eccentricity" section has radio buttons for "X Dir" (selected), "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". Below these are input fields for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" and "Override Diaph. Eccen." with an "Override..." button. The "Factors" section has input fields for "Base Shear Coefficient, C" (value: 0.112) and "Building Height Exp., K" (value: 1). The "Story Range" section has dropdown menus for "Top Story" (value: STORY1) and "Bottom Story" (value: BASE). At the bottom right are "OK" and "Cancel" buttons.

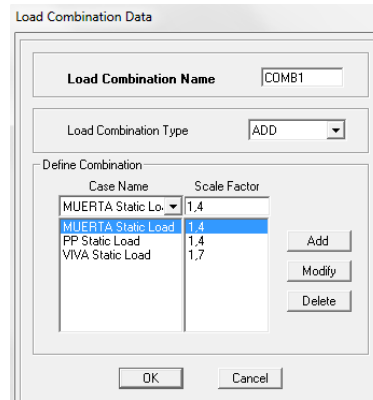
**Figura No. 24** Coeficiente C

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Para poder indicar lo antes mencionado sobre lo referente a las cargas laterales producidas por un sismo estipulado por el código ecuatoriano de la construcción CEC 2000 se realiza los siguientes pasos:

A continuación se resalte el estado de carga "SX" y se cambia el casillero "Auto Lateral Load" de "None" a "User Coefficient". Presione el botón "Modify Load". Cambian los casilleros para "SX" y también se activa el botón "Modif. Lateral Load...". Presiónelo. Aparece el siguiente cuadro, en el cual se ha modificado únicamente el valor de "C" ( $=Z \cdot I \cdot C / R \cdot \phi_p \cdot \phi_p$ ) según CEC2000) de acuerdo a los datos del ejemplo actual.

## 2.10 Combinaciones De Cargas



**Figura No. 25** Combinaciones de cargas

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Las combinaciones de cargas que se aplicaron a las modelaciones fueron las descritas en el Código Ecuatoriano de la construcción CPE INEN – 5, dichas combinaciones se encuentran en la siguiente tabla 27 del presente trabajo. Para ingresar las combinaciones se aplicó el menú Define – Load Combination como indica la figura 25, donde se encuentran definidas las combinaciones.

**Tabla 27** Combinaciones de Carga

$1.4 D + 1.7 L$
$0.75 (1.4D+1.7L)+1.4025SismoX$
$0.75 (1.4D+1.7L)-1.4025SismoX$
$0.75 (1.4D+1.7L)+1.4025SismoY$
$0.75 (1.4D+1.7L)-1.4025SismoY$
$0.90D + 1.43 Sismo X$
$0.90D - 1.43 Sismo X$
$0.90D + 1.43 Sismo Y$
$0.90D - 1.43 Sismo Y$

**Fuente:** (CPE INEN 5 Parte 2:1993. Art. 9.2)

Para incluir las cargas sísmicas primero se necesitan algunos cambios en la geometría:

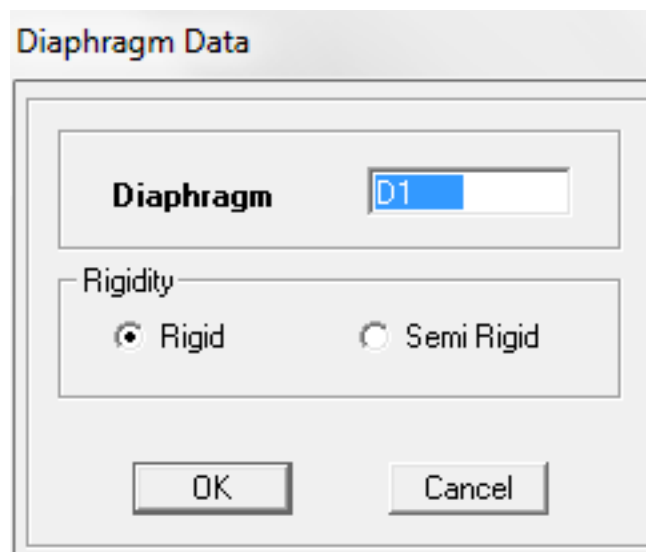
Para crear un diafragma rígido, marque los elementos placa generados. Para hacerlo puede usar la siguiente secuencia de comandos:

Use el menú select luego la opción By Wall/Slab/Deck Sections, y por último la marque la opción LOSA y presione ok.

Luego use el menú assign opción Join/Point y se despliega la siguiente sub opción Diaphragms.

Aparece la siguiente ventana en donde ya se ha escrito el nuevo nombre de diafragma “D1” (y adicionalmente se ha usado el botón “Add New Diaphragm”).

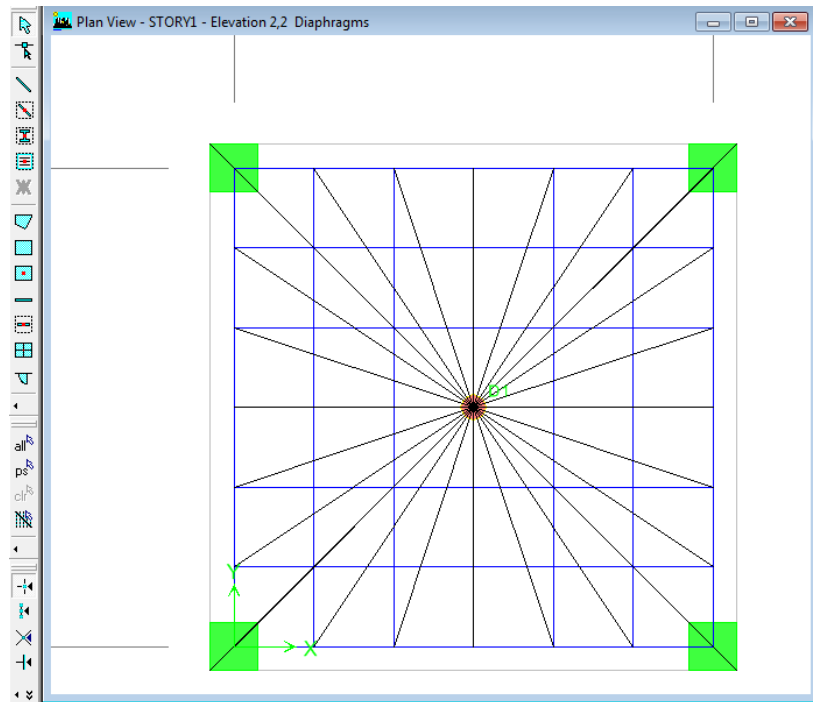
## 2.11 Definición del Diafragma



**Figura No. 26** Definición del diafragma

**Fuente:** ETABS v9.7.2

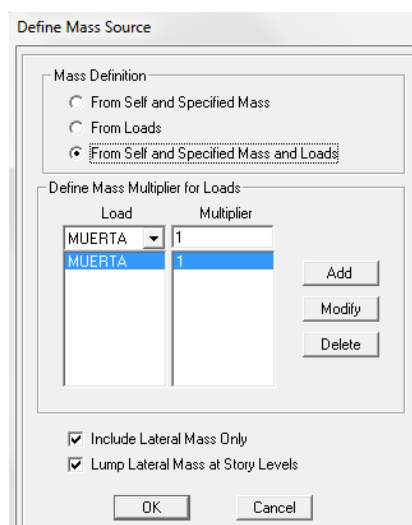
## 2.12 Asignación del Diafragma



**Figura No. 27** Asignación del diafragma

Fuente: ETABS v9.7.2

## 2.13 Definición De Masa

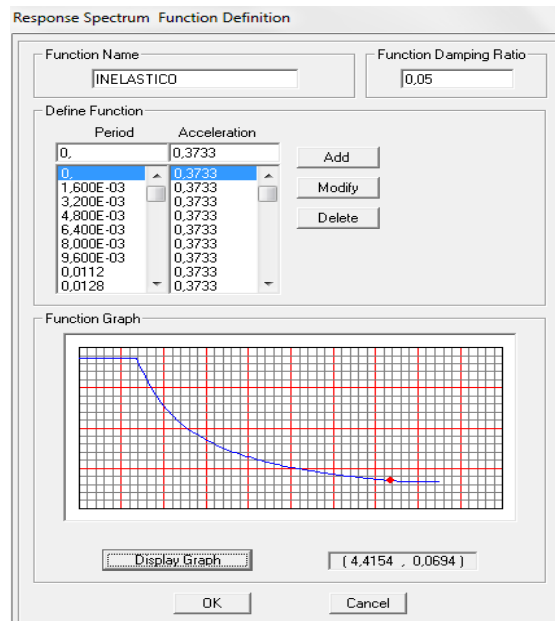


**Figura No. 28** Definición de masa

Fuente: ETABS v9.7.2

Para considerar las masas debidas a las cargas permanentes diferentes a los del peso propio, se consideró colocar la masa por carga muerta.

## 2.14 Determinación Del Análisis Modal Espectral



**Figura No. 29** Definición de espectro normalizado por CPE INEN 5

**Fuente:** ETABS v9.7.2

El espectro de respuesta que se utilizó para nuestro ejemplo es el que se encuentra tabulado en la normativa del código ecuatoriano debido a que es un espectro normalizado.

Los pasos que se siguieron para este análisis incluye la función  $C=f(T)$ , se usó el menú “Define” y la opción “Functions” y la sub-opción “Response Spectrum...”. En el cuadro que se abre se cambia el casillero correspondiente a “Choose Function Type to Add” a “User Spectrum” y finalmente presione el botón “Add New Function”.

## 2.15 Se Define El Caso De Análisis

Direction	Function	Scale Factor
U1	INELASTIC	1.
U2	INELASTIC	1.
UZ		

**Figura No. 30** Análisis de espectro de respuesta

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Definimos la dirección donde se aplicara el terremoto, esto lo definimos en load Applied. Como se considera el sismo en el sentido X y en el sentido Y.

Añadimos las cargas para la dirección U1 y U2, con la función espectro, el factor de escala 1 por que se está trabajando con un espectro de diseño

## 2.16 Definición de porcentaje de amortiguamiento.

Direction	Function	Scale Factor
U1	INELASTIC	1.
U2	INELASTIC	1.
UZ		

**Figura No. 31** Ingreso del porcentaje de amortiguamiento

**Fuente:** ETABS v9.7.2

De acuerdo a la propuesta presentada en el artículo de la Introducción a la Dinámica, Salinas (2003) para obtener los porcentajes de amortiguamiento donde indica el valor real a adoptar depende del nivel de esfuerzo.

**Tabla 28** Porcentaje de amortiguamiento crítico Valores usuales de  $\beta$

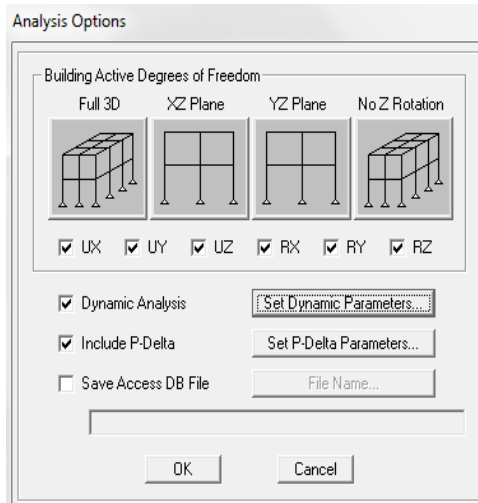
Nivel de esfuerzo	Tipo y condiciones de la estructura	% de amortiguamiento crítico
Esfuerzos de trabajo no mayores de la mitad del punto de fluencia aproximadamente	Tubería vitales	1 a 2
	Acero soldado, concreto pretensado, concreto armado lentamente fisurado.	2 a 3
	Concreto armado altamente agrietado	3 a 5
	Acero remachado o empernado, estructuras de madera clavado o empernado	5 a 7
Justamente debajo o en el punto de fluencia	Tuberías de servicio publico	2 a 3
	Acero soldado, concreto pretensado con pérdidas parciales del pretensado	5 a 7
	concreto pretensado con pérdidas completas del pretensado	7 a 10
	Concreto armado	7 a 10
	Acero remachado o empernado, estructuras de madera empernadas	10 a 15
	Estructuras de madera clavadas	15 a 20

**Fuente:** Porcentaje de amortiguamiento critico de Salinas. R.

Se abre la siguiente pantalla en que ya se ha indicado que se desea no únicamente el análisis dinámico sino también incluir el efecto p-delta.



## 2.17 Análisis dinámico.

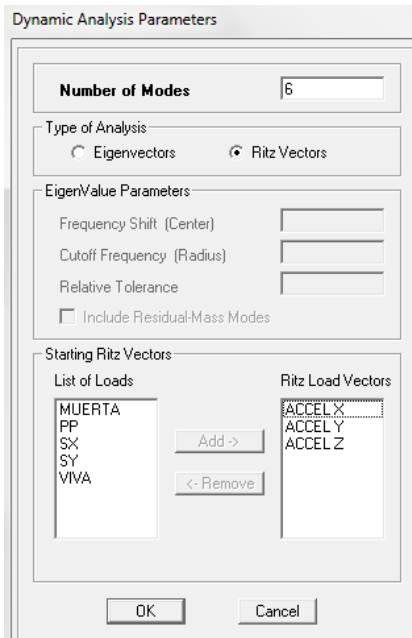


**Figura No. 32** Para incluir el análisis dinámico

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Para ver las opciones de análisis dinámico presione el botón “Set Dynamic Parameters...”. Cambie la ventana que se abre como se indica:

## 2.18 Parámetro para el análisis dinámico.



**Figura No. 33** Para añadir el número de modos de vibración

**Fuente:** ETABS v9.7.2

Presione el botón OK y al regresar a la ventana anterior presione “Set P-delta Parameters...”.

### 2.19 Parámetro para el efecto P-Delta.

**P-Delta Parameters**

Method

Non-iterative - Based on Mass

Iterative - Based on Load Combination

Iteration Controls

Maximum Iterations: 3

Relative Tolerance - Displacements: 1,000E-03

P-Delta Load Combination

Load Case	Scale Factor
MUERTA	1

Add

Modify

Delete

OK Cancel

**Figura No. 34** Para añadir el número de modos de vibración

Fuente: ETABS v9.7.2

### 3. BOSQUEJO DE LA ELABORACIÓN DEL SEGUNDO MODELO

Manteniendo el mismo criterio del modelo anterior, el siguiente pórtico a ser analizado será:

COL 30X30  
VIG 25X20

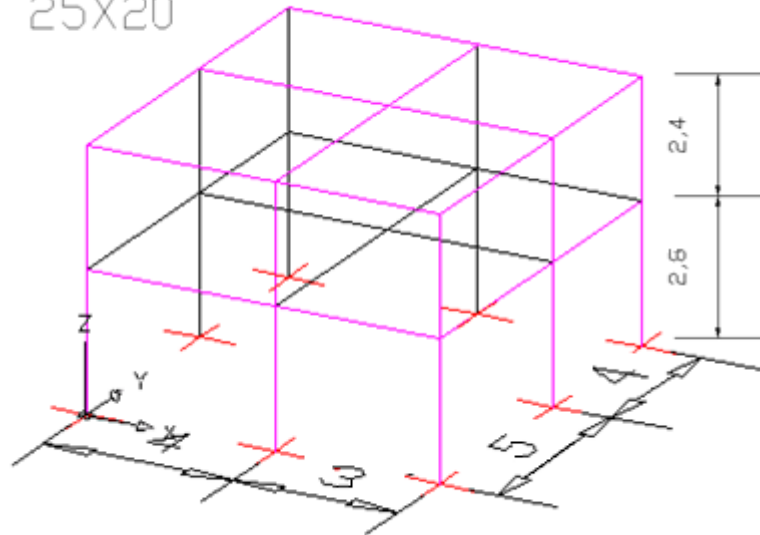


Figura No. 35 Modelo tridimensional

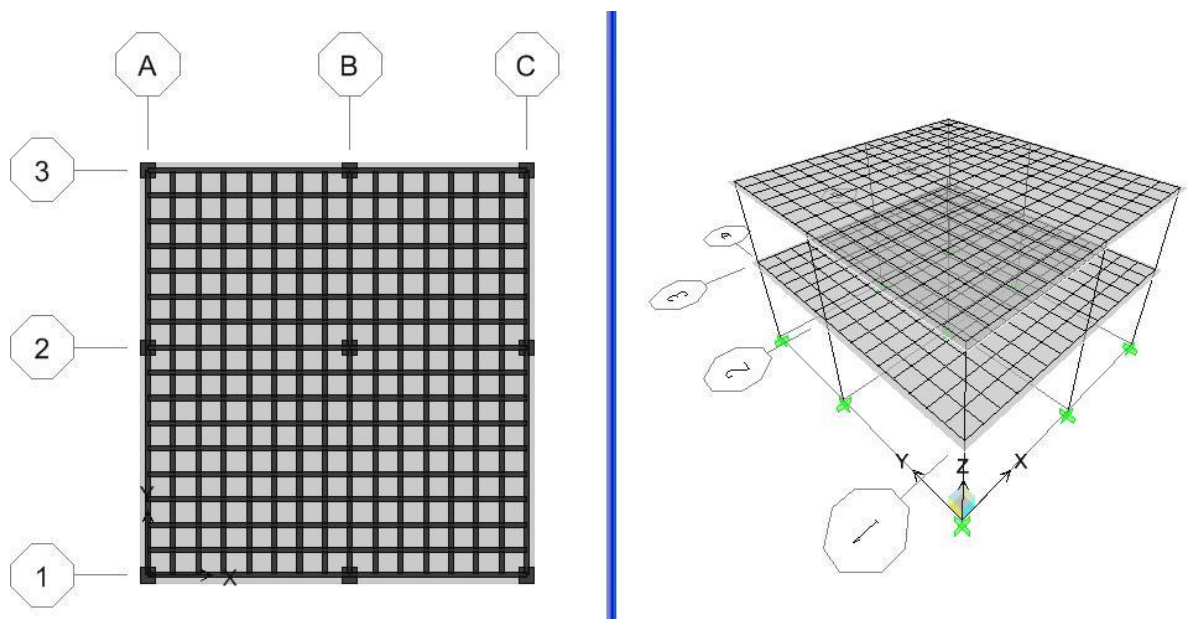


Figura No. 36 Modelo tridimensional ingresado en ETABS

#### 4. COMBINACIONES DE CARGA

Combinaciones de Carga. (CPE INEN 5 Parte 2:1993. Art. 9.2)

$$1.4 D + 1.7 L$$

$$0.75 (1.4D+1.7L) +1.4025SismoX$$

$$0.75 (1.4D+1.7L)-1.4025SismoX$$

$$0.75 (1.4D+1.7L)+1.4025SismoY$$

$$0.75 (1.4D+1.7L)-1.4025SismoY$$

$$0.90D + 1.43 Sismo X$$

$$0.90D - 1.43 Sismo X$$

$$0.90D + 1.43 Sismo Y$$

$$0.90D - 1.43 Sismo Y$$

**Cortante Basal.-** CPE INE 5:2001. Parte 1, Cap.12. Art. 6.2.1

**Excentricidades.-** CPE INEN 5:2001. Parte 2. Cap. 12. Art.6.4.2.

**Derivas de piso.-** CPE INEN 5:2001. Parte 2. Cap. 12. Art.6.8.2.2. Tabla 8

**Reforzamiento mínimos y máximos de miembros.-**

Columnas. - CPE INE 5:1993.Cap.21. Art. 21.4.3.1, 4.1.1.

Vigas. - CPE INEN 5:1993.Cap.8. Art. 8.4.3

#### 5. PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE.

Para este análisis se aplica el criterio establecido en el Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5 y en la nueva Norma Ecuatoriana para la Construcción NEC 11, en el cual describe el procedimiento para el cálculo de espectro de diseño. Cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deberán aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente trabajo.

La intención del presente trabajo es determinar qué tan vulnerables resultan las construcciones de concreto en losas con vigas banda en la ciudad de Riobamba aplicando los requerimientos mínimos para el cálculo de diseño proporcionado por el Código Ecuatoriano.

Mediante la aplicación de este análisis espectral se evalúan daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Evaluar daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

El colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura.

Los parámetros que se utilizaron para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este trabajo, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

Las fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

Esta fuerzas son laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones del CPE INEN 5.

EL criterio que se utilizó para determinar las fuerzas sísmicas mínimas descritas en la sección 6 y 7 del código ecuatoriano de la construcción CPE INEN 5, se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los

desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño. Se permite una reducción de estas fuerzas mediante el factor R cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño.

### 5.1 Espectros Sísmicos.-

De acuerdo a la propuesta presentada en el libro Análisis Sísmico por Desempeño, Aguiar (2003) para obtener los espectros estipulados en la tabla 4 a partir del espectro correspondiente al sismo raro, que es el estipulado por el CEC-2000 se resume así:

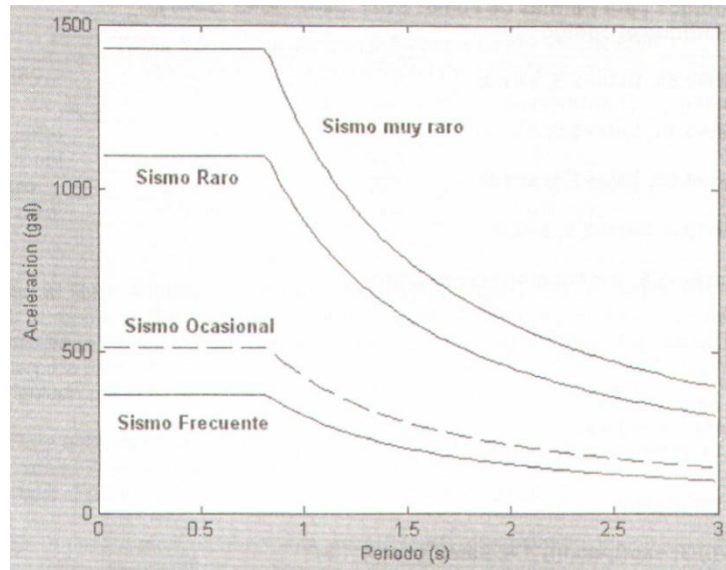
- Para el *sismo frecuente* se dividen las ordenadas espectrales del sismo raro para 3
- Para el *sismo ocasional* se multiplica el sismo frecuente por 1.4
- Para el *Sismo muy raro* se multiplica el sismo raro por 1.3

**Tabla 29** Sismos recomendados por el Comité VISION 2000

SISMO	VIDA ÚTIL $T$	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA $P^*$	PERIODO DE RETORNO $t_r$
Frecuente	30 años	50 %	43 años
Ocasional	50 años	50 %	72 años
Raro	50 años	10 %	475 años
Muy Raro	100 años	10 %	970 años

**Fuente:** AGUIAR, Roberto. Dinámica de Estructuras con MATLAB. 1º Edición. Quito – 2007.

En la figura 37 podemos plasmar los diferentes espectros propuestos de acuerdo a los cuatro eventos sísmicos considerados en la tabla 29.



**Figura No. 37** Espectros propuestos para un perfil de suelo S3 en la zona de mayor peligrosidad

**Fuente:** AGUIAR, Roberto. Dinámica de Estructuras con MATLAB. 1º Edición. Quito – 2007.

Es deseable que los registros sísmicos con los cuales se vayan a obtener los espectros de diseño tengan una aceleración máxima de suelo considerable, por lo menos que sean mayores al 10% de la aceleración de la gravedad. En la mayor parte de países de Latinoamérica no se cuenta con una cantidad suficiente de eventos fuertes, por lo que ha trabajado con sismos de aceleraciones pequeñas normalizados a aceleraciones grandes, este procedimiento no es correcto pero ante la ausencia de registros fuertes no queda otra opción.

## 5.2 Análisis de Vulnerabilidad

Es un proceso mediante el cual se analizan las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

Para determinación de la vulnerabilidad estructural existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos de distintos grados de complejidad en concordancia con el objetivo que se persigue determinar.

En los Métodos Cuantitativos se busca determinar los niveles de resistencia, flexibilidad y ductilidad propios de la estructura, incorporando entre otras variables a los componentes no estructurales. Se basa en análisis no exhaustivo del tipo de análisis y evaluación sismo resistente recomendado por las normas.

Para ello es preciso contar con cierta información básica como: calidad de los materiales utilizados, planos estructurales y determinar las cargas que realmente actúan.

Para la evaluación a nivel preliminar se emplean métodos cualitativos que utilizan características generales de la estructura para calificarlas. Entre los diferentes métodos cualitativos resultan muy apropiados aquellos asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia del comportamiento de estructuras existentes frente a terremotos acontecidos en el pasado. Esto permite identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño.

**Figura No. 38** Diagrama de Análisis de Vulnerabilidad

<b>ESTUDIOS BASICOS</b>	<b>DEMANDA</b>	<b>DISEÑO</b>	<b>VERIFICACION</b>
Amenaza Sísmica	Definición del sistema estructural	Análisis de las estructuras: Para carga muerta.	Revisión de desplazamiento
Tipos de suelos	Determinación del espectro elástico e inelástico	Para empuje de agua. Para sismo.	Verificar que las deformaciones generen un comportamiento de falla apropiado.
Geología estructural	Definición de cargas y combinaciones	Según combinaciones establecidas por el código	Revisión de los esfuerzos producidos.

**Fuente:** Guías de desastre OPS.



**E. FACTOR DE ZONA PARA LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO ENCONTRADA.**

$$A_{Hmax} = 234.96 \text{ Gal}$$

$$A_o = z * g$$

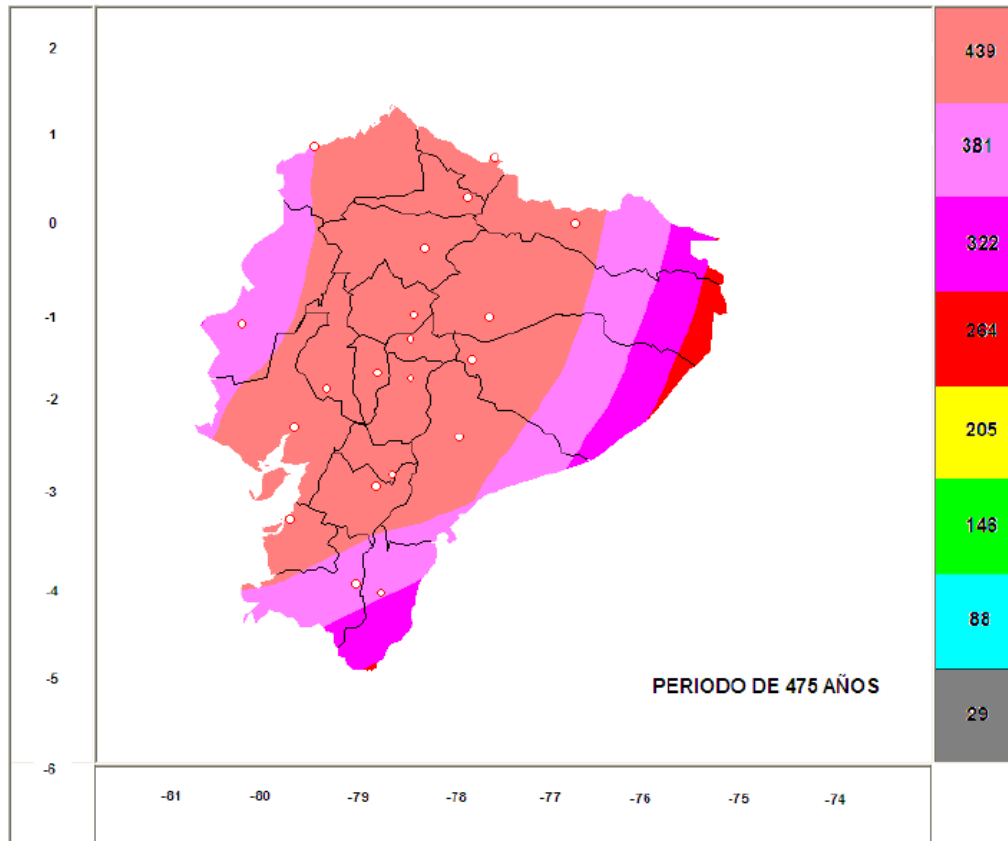
$$z = \frac{2.3497}{9.8}$$

$$z = 0.24$$

**a) DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE ZONA OBTENIDO MEDIANTE LAS ACELERACIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS UTILIZANDO EL NUEVO MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA.**

Para este estudio también se consideró la aceleración máxima obtenida por Aguiar, Toulkeridis, y Castro del Nuevo Mapa de Peligrosidad sísmica, el cual considera magnitudes  $M_w = 8.0$  en la escala de Richter.

Se muestra el nuevo mapa de peligrosidad sísmica, con una probabilidad de excedencia del 10%. Lo que equivale a un periodo retorno de 475 años, donde nos indica la zona donde se obtuvieron mayores aceleraciones para cual está representada por distintos colores.



**Figura No. 39** Mapa de Peligrosidad Sísmica

**Fuente:** Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército  
CEINCE

**b) FACTOR DE ZONA PARA LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO ENCONTRADA EN EL NUEVO MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA.**

$$A_{max} = 439 \text{ Gal}$$

$$A_o = z * g$$

$$z = \frac{4.39}{9.8}$$

$$z = 0.448$$

Hay considerar que estas leyes de atenuación son realizadas bajos registros históricos de algunos sismos registrados en el Ecuador debido a que no se tiene datos de aceleraciones para los sismos ocurridos en nuestro país.

Por otro lado todos los valores encontrados de  $z$  son los valores que interviene para calcular los nuevos espectros de diseño, considerando las aceleraciones máxima que producen los distintos terremotos ocurridos en el Ecuador y utilizando el nuevo mapa de peligrosidad sísmica.

**c) GRÁFICAS DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA DIFERENTES SISMOS OCURRIDOS EN EL ECUADOR BASADA EN LAS ACELERACIONES MÁXIMAS ENCONTRADAS MEDIANTE LEYES DE ATENUACIÓN.**

Los parámetros que se utilizaron para establecer los espectros respuesta se basaron a lo descrito en el código ecuatoriano de la construcción CPE INEN 5.

**Tabla 30** Coeficientes que se utilizaron para el desarrollo del espectro

Zona Sísmica	IV
Coefficiente de Importancia	Estructuras
Perfil del Suelo	S3
Respuesta Estructural	3

**Fuente:** Código de Práctica Ecuatoriano (CPE INEN 5:2001)

Z =	0.40
I =	1.00
S =	1.50
Cm =	2.80

Para determinar los rangos de los períodos para formar los espectros nos apoyamos en el libro de Dinámica de Estructura con Matlab, Aguiar (2006) donde define los intervalos del período para poder establecer los espectros de respuesta para los diferentes sismos.

<b>T *</b>	<b>T +</b>	<b>Ao</b>
0.82	4.59	0.40

$$T < T^* \quad A_d = \frac{\alpha \beta A_o}{R}$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^S}{T R}$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2 R}$$

**Dónde:**

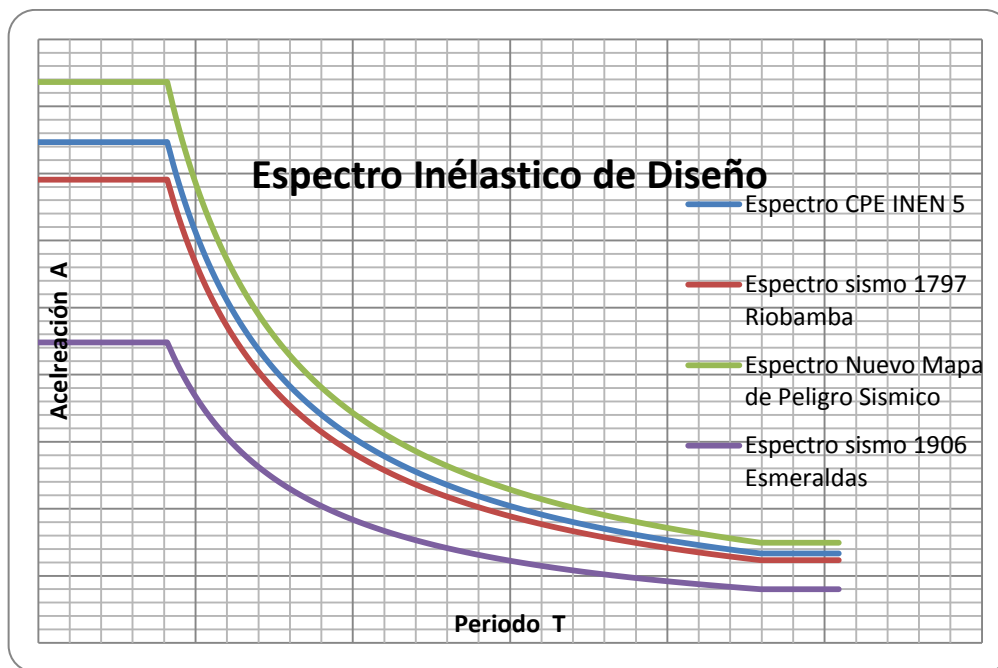
T\* y T+ = Son los rangos de los períodos de vibración de la estructura donde se define el espectro, el cual estos depende del perfil del suelo.

Ao = Aceleración máxima del suelo en roca.

**Tabla 31** Aceleraciones máximas para los diferentes sismos de análisis

Descripción del Espectro de Respuesta	Aceleraciones Máximas Calculadas $A_{o_{max}}$ (Gales)
Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5	392.00
Nuevo Mapa de Peligrosidad Sísmica	439.00
Sismo en Riobamba 1797	364.58
Sismo en Esmeraldas 1906	234.96

**Elaborado por:** Carlos Núñez



**Figura No. 40** Espectro de Respuesta para diferentes sismos ocurridos en el Ecuador basadas en las aceleraciones encontradas mediante leyes de atenuación

Elaborado por: Carlos Núñez

Se puede identificar en la figura 40 donde se indican los espectros de respuesta para diferentes sismos que tienen una aceleración diferente a la normalizada por el código ecuatoriano de la construcción, las cuales fueron encontraron mediante leyes de atenuación para el Ecuador.

Se puede ver que el espectro del nuevo mapa de peligrosidad sísmica es mayor que el de todos los sismos analizados, debido a que tiene una aceleración mayor que los demás espectros como se puede indicar en la **tabla de aceleraciones** que indica cuál de los eventos analizados tiene la más alta aceleración lo cual define al espectro de respuesta.

Dichos cálculos de aceleraciones se las encuentra tabuladas en la metodología de este proyecto que está basado en la teoría de Leyes de atenuación para el Ecuador por Aguiar, García y Villamarín (2010).

## V. RESULTADOS

Los resultados obtenidos de las diferentes modelaciones, teniendo en cuenta que no existe un método específico para diseño de estructuras con losas con vigas banda y que el Código Ecuatoriano no restringe la aplicación de ningún método siempre y cuando el calculista demuestre que los requisitos mínimos empleados cumplen satisfactoriamente para el desempeño antisísmico de la estructura motivo por el cual en esta investigación se pretende demostrar que son seguras las construcciones de hasta dos plantas respetando las debidas limitaciones pero tampoco impidiendo que se puedan rediseñar según las exigencias de los propietarios de los proyectos y de los constructores responsables de dichos cálculos.

Se pretende encontrar un método que se acerque a las exigencias del código para poder modelar las estructuras con losas con vigas banda las mismas que son comunes en nuestra ciudad brindando seguridad tanto para el calculista como para los ocupantes.

Existen varios métodos conocidos para el pre diseño de estructuras siendo las más recomendadas por el Código Ecuatoriano la de losas sobre vigas peraltadas debido a la inercia de los elementos estructurales que permiten que la estructura funcionen a la perfección ante una eventualidad sísmica pero como nuestro estudio se basa en hacer funcionar a las losas planas con vigas banda, es posible que estas se comporten de manera adecuada respetando las normas de diseño implementadas en código ecuatoriano de la construcción.

Para el pre dimensionamiento de elementos estructurales se adopta los cálculos existentes como una alternativa de diseño como se describe a continuación:

## 1. PREDISEÑO DE LOSA

### 1.1 CUATIFICACION DE CARGA

Espesor de losa:	0,20 m
Espesor de nervios:	0,15 m
Altura del bloque:	0,15 m

	ton
Peso H° en losa	0,2496
Peso masillado	0,044
Peso enluc. Sup.	0,022
Peso acabados	0,016
Peso bloque	0,096
Peso mampostería	0,010
Peso de losa	0,4376

Ton/m<sup>2</sup>

Peso propio de losa =	0,44 Ton/m <sup>2</sup>
Mampostería =	Ton/m <sup>2</sup>
<b>CM =</b>	<b>0,44 Ton/m<sup>2</sup></b>
<b>CV =</b>	<b>0,20 Ton/m<sup>2</sup></b>
CV inaccesible=	0,15 Ton/m <sup>2</sup>

### LOSA ENTRE PISO

Combinación =	$W_u = 1,4CM + 1,7CV$
Combinación =	0,953 Ton/m <sup>2</sup>

### LOSA DECUBIERTA

CM =	0,42 Ton/m <sup>2</sup>
	$W_u = 1,4CM + 1,7CV$
Wu1=	0,930 Ton/m <sup>2</sup>

## 1.2 ESPESOR DE LOSA

Calcular el espesor de la losa, si tenemos que la luz libre del vano más largo es de 4,00 m, la losa que se pretende analizar es alivianada

DATOS.		
$f_c =$	210	$\text{Kg/m}^2$
$f_y =$	4200	$\text{Kg/m}^2$
Nº pisos =	2	pisos
H. piso =	2,6	m

$l_n =$	4,00	m
$f_y =$	420	MPa

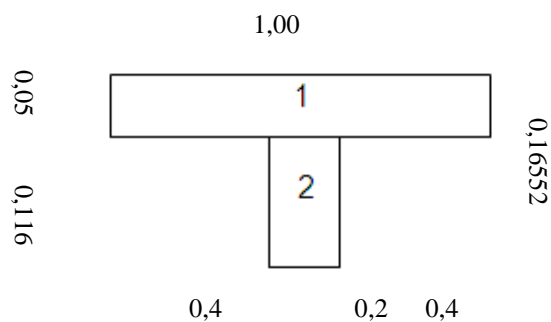
$$h_{\text{equivalente}} = \frac{\ln\left(800 + \frac{f_y}{1.5}\right)}{36000} \quad \text{Ec. 9.13}$$

$h_{\text{equivalente}} = 0,1200\text{m} \longrightarrow$  Losa Maciza

Realizo una regla de Tres para aproximarme a la altura equivalente de una losa alivianada para seguir iterando

$$\begin{array}{ccc} 0,145 & \longrightarrow & 0,2 \\ 0,1200 & \longrightarrow & h \end{array}$$

$h =$	0,166	m
-------	-------	---



Espesor de losa alivianada=	0,165517241	m
Carpeta de compresión =	0,05	m
Ancho de los nervios =	0,10	m
Altura alivianamiento =	0,12	m



Figura	bi	hi	Ai	yi	yi*Ai	di=Ycg-yi	Ioi	Ai*di^2
1	1	1,00	0,05	0,05	0,14052	0,0070259	-0,0261548	1,04167E-05
2	2	0,2	0,12	0,023103	0,05776	0,0013344	0,05660377	2,56915E-05

$$Y_{cg} = \frac{\sum yi * Ai}{\sum Ai} \quad I = \frac{b * h^3}{12} \quad h_{equivalente} = \frac{12 * I}{1m}$$

Ycg =	0,1144	m
-------	--------	---

I =	0,00012	m <sup>4</sup>
-----	---------	----------------

h equivalente =	0,112500	m
-----------------	----------	---

Donde tenemos que la altura equivalente analizada con la fórmula es igual a la altura equivalente analizada como losa liviana

e <sub>LOSA</sub> =	0,166	m
---------------------	-------	---

Losa Alivianada

Por lo tanto, el espesor de la Losa alivianada es: e=20cm, en las 2 plantas

### 1.3 P.COLUMNNA

DATOS:		
f <sub>c</sub> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
CM =	0,44	Ton/m <sup>2</sup>
CV =	0,2	Ton/m <sup>2</sup>
# PISO	2	Pisos
Pu =	1,90528	Ton/m <sup>2</sup>

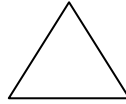
<b>TIPOS DE LOSA</b>
<b>Entrepiso</b>

PISOS											
Columna	Luz horizontal m	Luz vertical m	Área m2	Pu Ton/m2	A*Pu kg	Ag	Ag cm2 mínimo	Ag Adoptado	b/h cm	h cm	Sección
A1	2,5	2,5	6,25	1,90528	11.908,00	203,97	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
A2	2,5	5	12,5	1,90528	23.816,00	407,95	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
A3	2,5	2,5	6,25	1,90528	11.908,00	203,97	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
B1	5	2,5	12,5	1,90528	23.816,00	407,95	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
B2	5	5	25	1,90528	47.632,00	815,90	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
B3	5	2,5	12,5	1,90528	23.816,00	407,95	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
C1	2,5	2,5	6,25	1,90528	11.908,00	203,97	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
C2	2,5	5	12,5	1,90528	23.816,00	407,95	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30
C3	2,5	2,5	6,25	1,90528	11.908,00	203,97	900,00	900,00	30,00	30,00	30X30

## 1.4 PREDISEÑO DE VIGAS

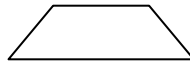
LOSA NIVEL: 0+2,6  
 CARGA MUERTA 0,44 ton/m<sup>2</sup>  
 CARGA VIRTUAL: 0,20 ton/m<sup>2</sup>  
 RU: 39,70 kg/cm<sup>2</sup>

1 CARGA TRIANGULAR



$$w * \frac{s}{3}$$

2 CARGA TRAPEZOIDAL



$$w * \frac{s}{3} * \left( \frac{3 - \left(\frac{s}{L}\right)^2}{2} \right)$$

ESPESOR DE LOSA ALIV =	20	cm
ESPESOR EQUIVALENT =	14,5	cm

### PORTICOS CON LUCES DE 5m

VIGAS	CARGA	S m	L m	CARGA VIVA PARCIAL	CARGA VIVA TOTAL	CARGA MUERTA PARCIAL	CARGA MUERTA TOTAL	CARGA ULTIMA 1.4CM+1.7CV	MOM ULTIMO (WL2)/8	SECC VIG CAL BASE(m)	SECC VIG CAL ALT(m)	SECC ASUM b (cm)	SECC ASUM h (cm)	PESO VIG
A(1-2)	1	5	5	0,333		0,729	0,000					25	25	0,15
				0,000	0,333									
B(1-2)	1	5	5	0,333		0,729	0,729					25	35	0,21
				0,333	0,667									

### PORTICO CON LUCES DE 4m

VIGAS	CARGA	S m	L m	CARGA VIVA PARCIAL	CARGA VIVA TOTAL	CARGA MUERTA PARCIAL	CARGA MUERTA TOTAL	CARGA ULTIMA 1.7CV+1.4CM	MOM ULTIMO (WL2)/8	SECC VIG CAL BASE(m)	SECC VIG CAL ALT(m)	SECC ASUM b (cm)	SECC ASUM h (cm)	PESO VIG
A(1-2)	1	4	4	0,267		0,583	0,000					25	20	0,12
				0,000	0,267									
B(1-2)	1	4	4	0,267		0,583	0,583					25	25	0,15
				0,267	0,533									

### PORTICO CON LUCES DE 3m

VIGAS	CARGA	S m	L m	CARGA VIVA PARCIAL	CARGA VIVA TOTAL	CARGA MUERTA PARCIAL	CARGA MUERTA TOTAL	CARGA ULTIMA 1.7CV+1.4CM	MOM ULTIMO (WL2)/8	SECC VIG CAL BASE(m)	SECC VIG CAL ALT(m)	SECC ASUM b (cm)	SECC ASUM h (cm)	PESO VIG
A(1-2)	1	3	3	0,200		0,438	0,000					25	20	0,12
				0,000	0,200									
B(1-2)	1	3	3	0,200		0,438	0,438					25	20	0,12
				0,200	0,400									

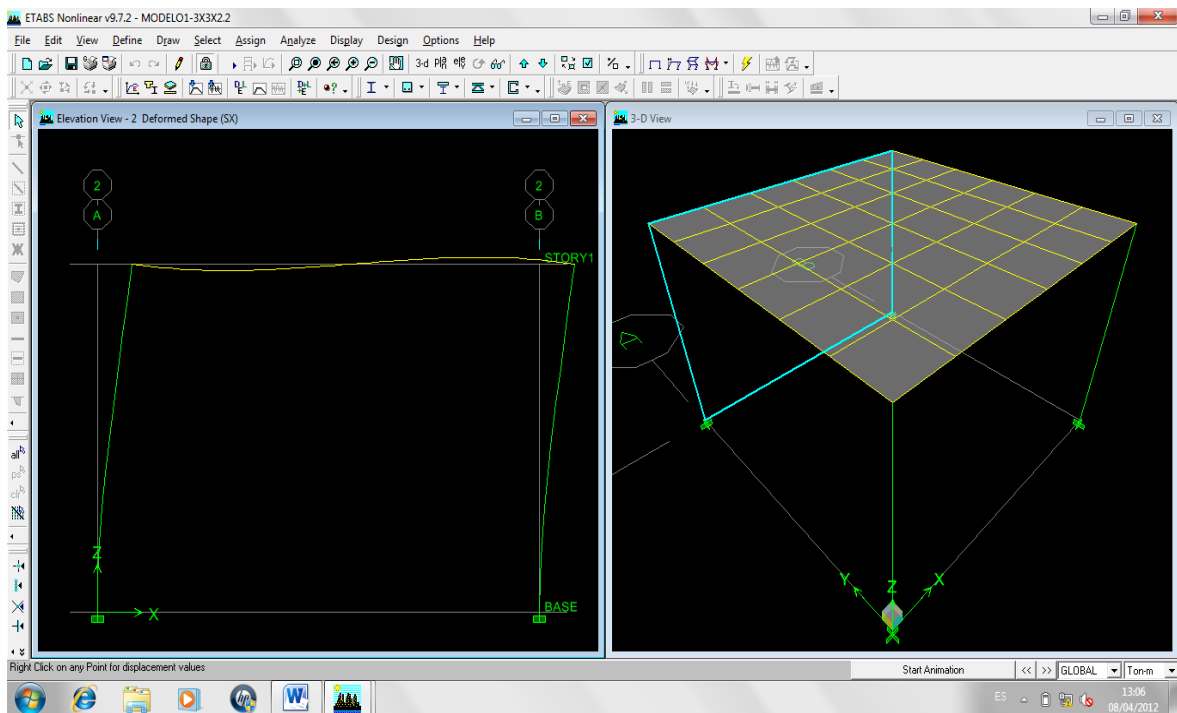
## 2. DERIVAS DE PISO

### MODELO 1 3X3X2.2

**Tabla 32** Datos del Modelo 1 3X3X2.2

MODELO 1 - 3X3X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	1	0	0	2,2	0,000107	
STORY1	Max Drift Y	SX	4	3	3	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	1	0	0	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	3	3	0	2,2		0,000111

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 41** Modelo 1

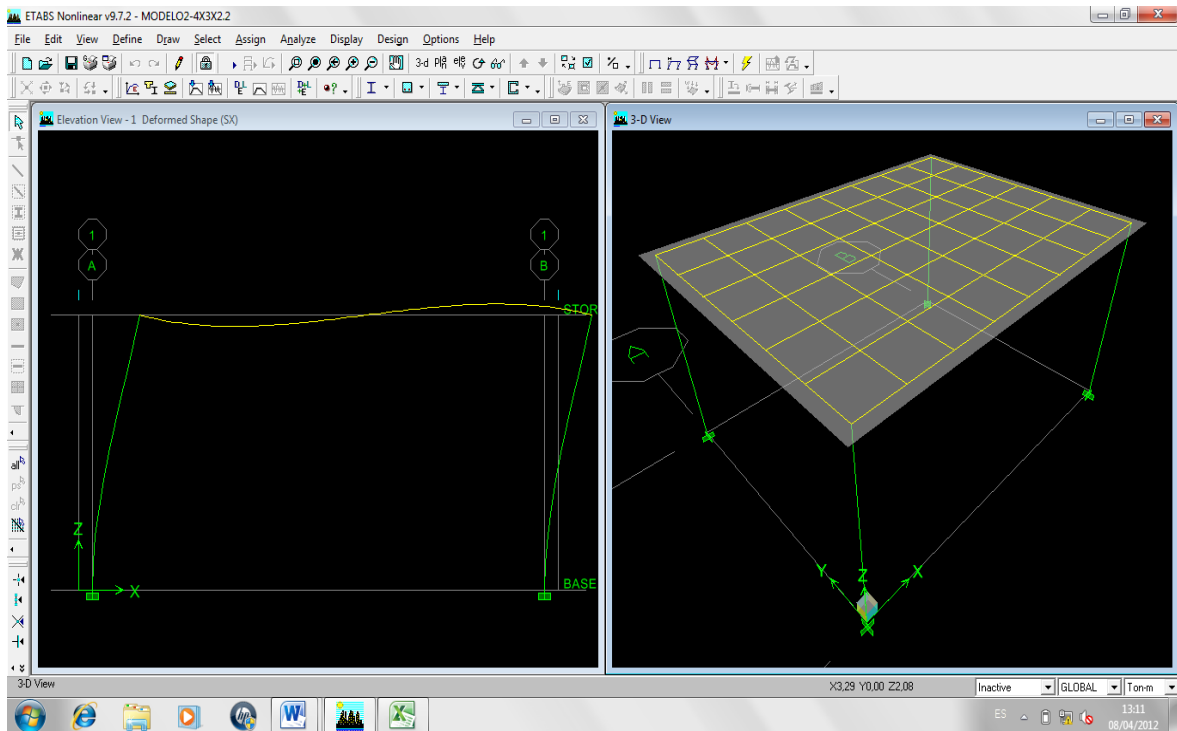
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 2 4X3X2.2

**Tabla 33** Datos del Modelo 2 4X3X2.2

MODELO 2 - 4X3X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	3	4	0	2,2	0,000319	
STORY1	Max Drift Y	SX	1	0	0	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	4	4	3	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	4	3	2,2		0,000293

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 42** Modelo 2

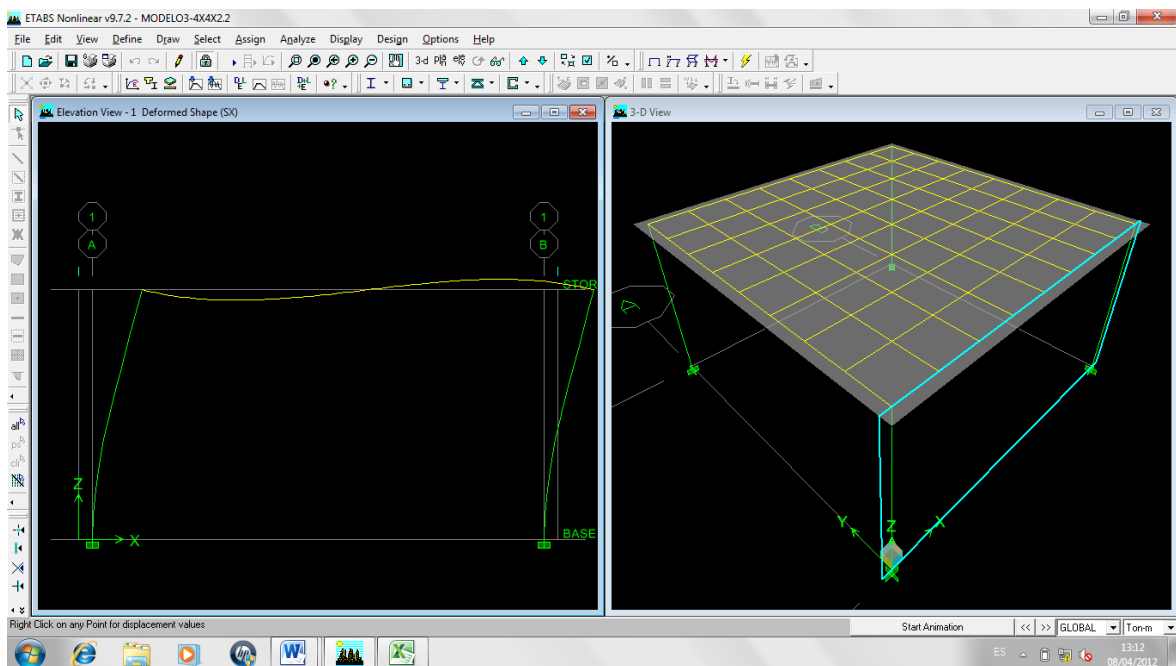
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 3 4X4X2.2

**Tabla 34** Datos del Modelo 3 4X4X2.2

MODELO 3 - 4X4X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	4	4	2,2	0,000399	
STORY1	Max Drift Y	SX	1	0	0	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	3	4	0	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	4	4	2,2		0,000399

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 43** Modelo 3

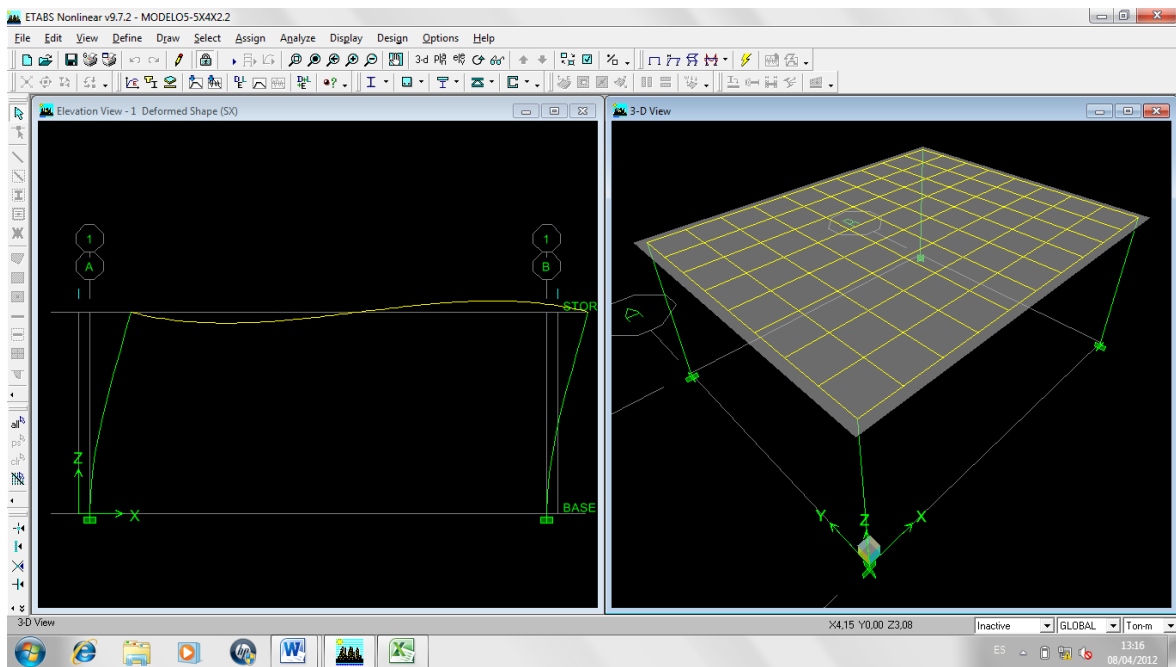
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 4 – 4X4X2.4

**Tabla 35** Datos del Modelo 4 – 4X4X2.2

MODELO 4 - 4X4X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	3	4	0	2,4	0,000466	
STORY1	Max Drift Y	SX	4	4	4	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	3	4	0	2,4	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	4	4	2,4		0,000466

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 44** Modelo 4

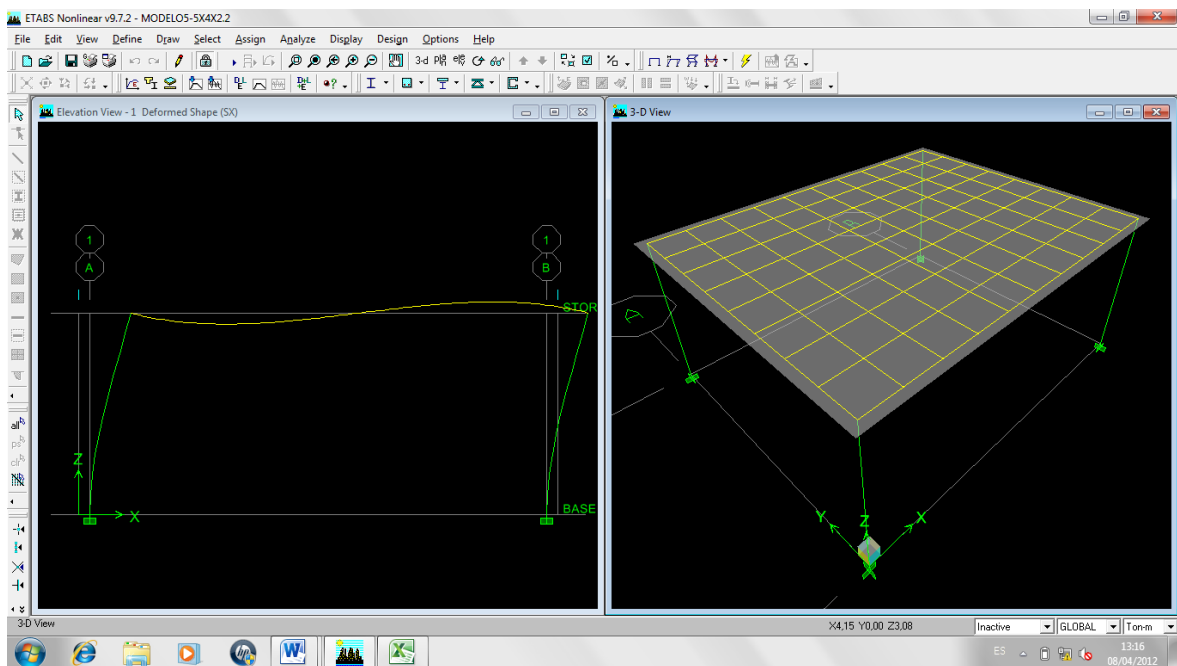
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 5 – 5X4X2.2

**Tabla 36** Datos del Modelo 5 – 5X4X2.2

MODELO 5 - 5X4X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	3	5	0	2,2	0,000509	
STORY1	Max Drift Y	SX	4	5	4	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	3	5	0	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	5	4	2,2		0,00048

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 45** Modelo 5

Elaborado por: Carlos Núñez

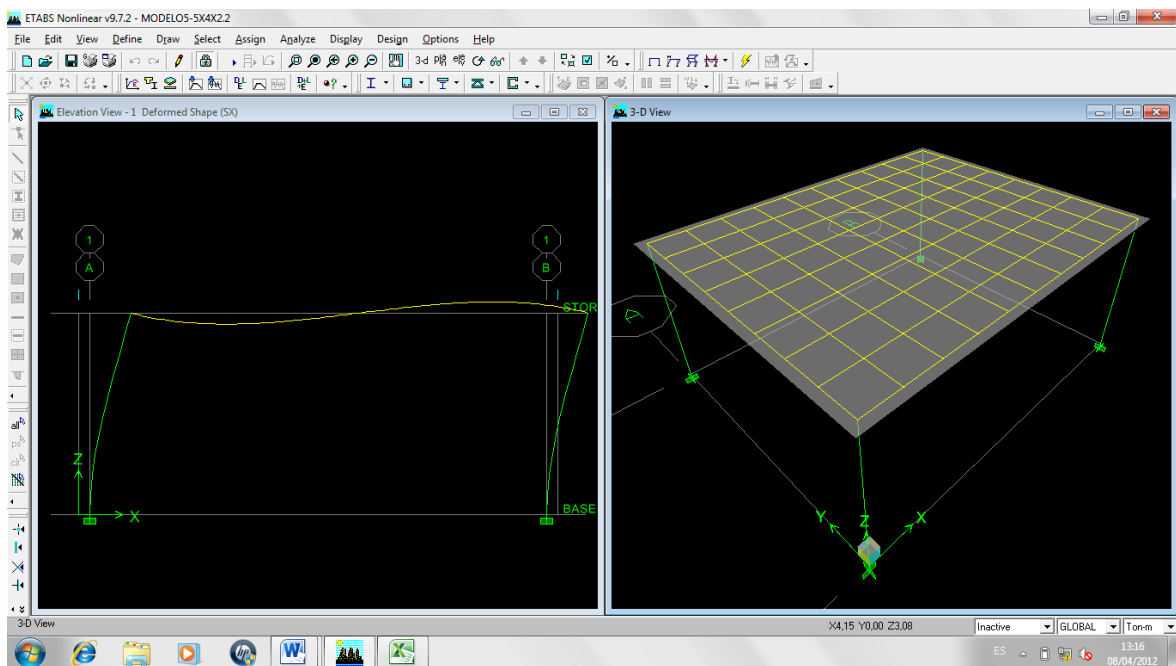


MODELO 6 – 5X5X2.2

**Tabla 37** Datos del Modelo 6 – 5X5X2.2

MODELO 6 - 5X5X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	5	5	2,2	0,000612	
STORY1	Max Drift Y	SX	1	0	0	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	4	5	5	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	2	0	5	2,2		0,000612

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 46** Modelo 6

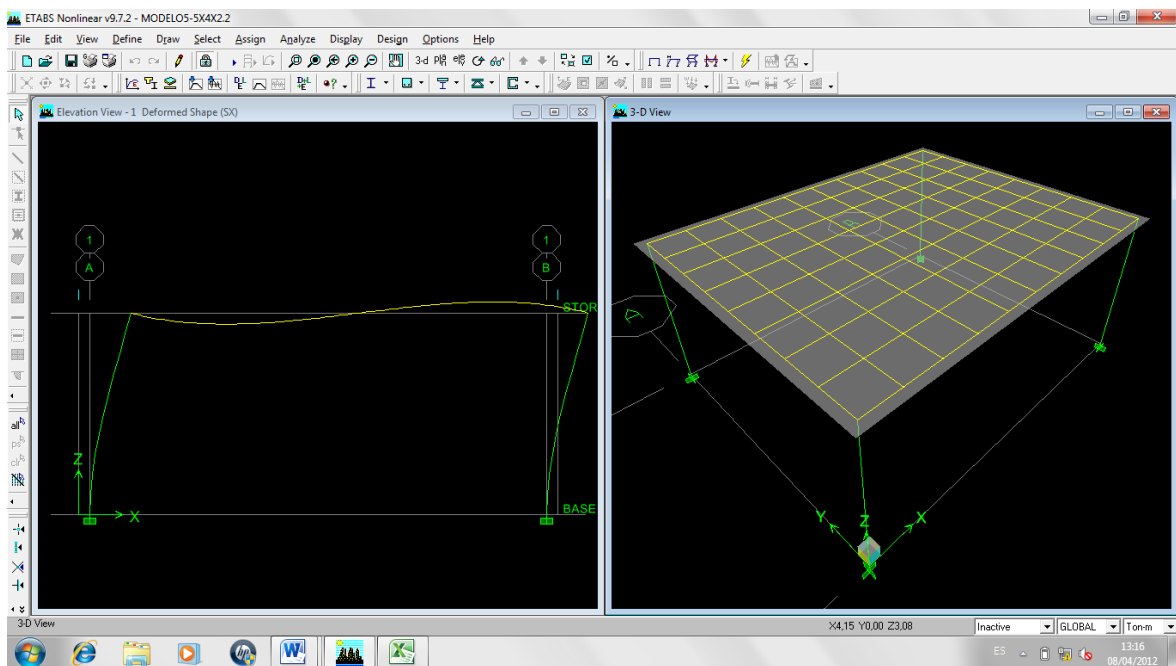
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 7 -3X3X2.4

**Tabla 38** Datos del Modelo 7 -3X3X2.4

MODELO 7 -3X3X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	3	3	2,4	0,000274	
STORY1	Max Drift Y	SX	4	3	3	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	4	3	3	2,4	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	3	3	2,4		0,000274

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 47** Modelo 7

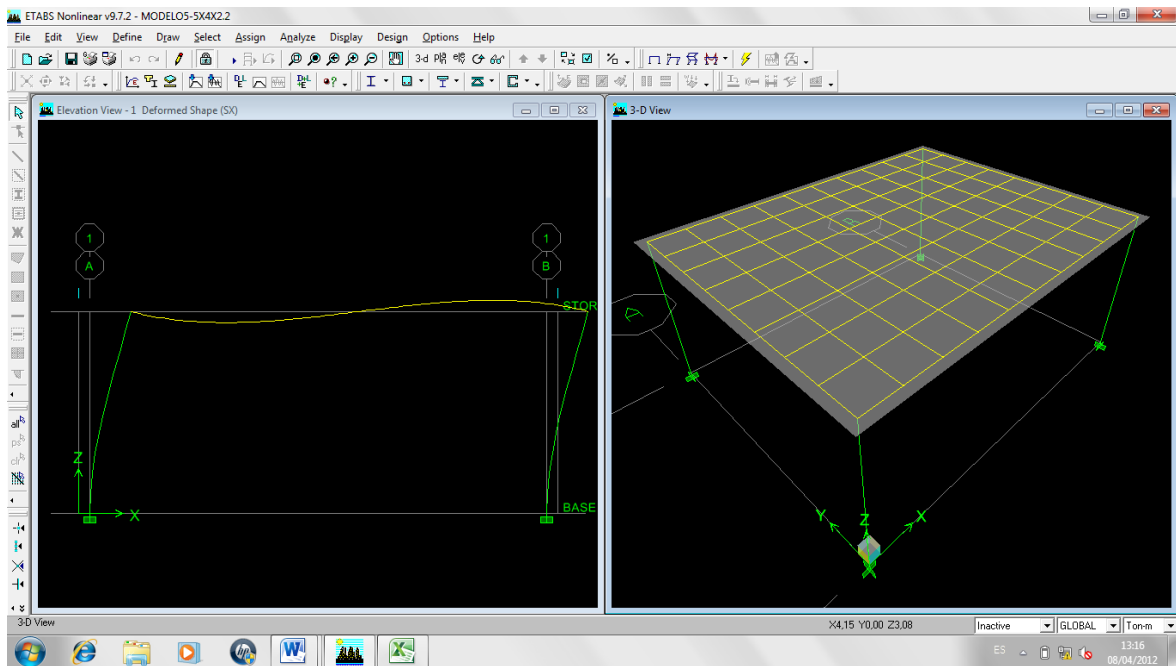
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 8 -5X5X2.4

**Tabla 39** Datos del Modelo 8 -5X5X2.4

MODELO 8 -5X5X2.5								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	5	5	2,4	0,000714	
STORY1	Max Drift Y	SX	1	0	0	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	4	5	5	2,4	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	2	0	5	2,4		0,000714

Elaborado por: Carlos Núñez



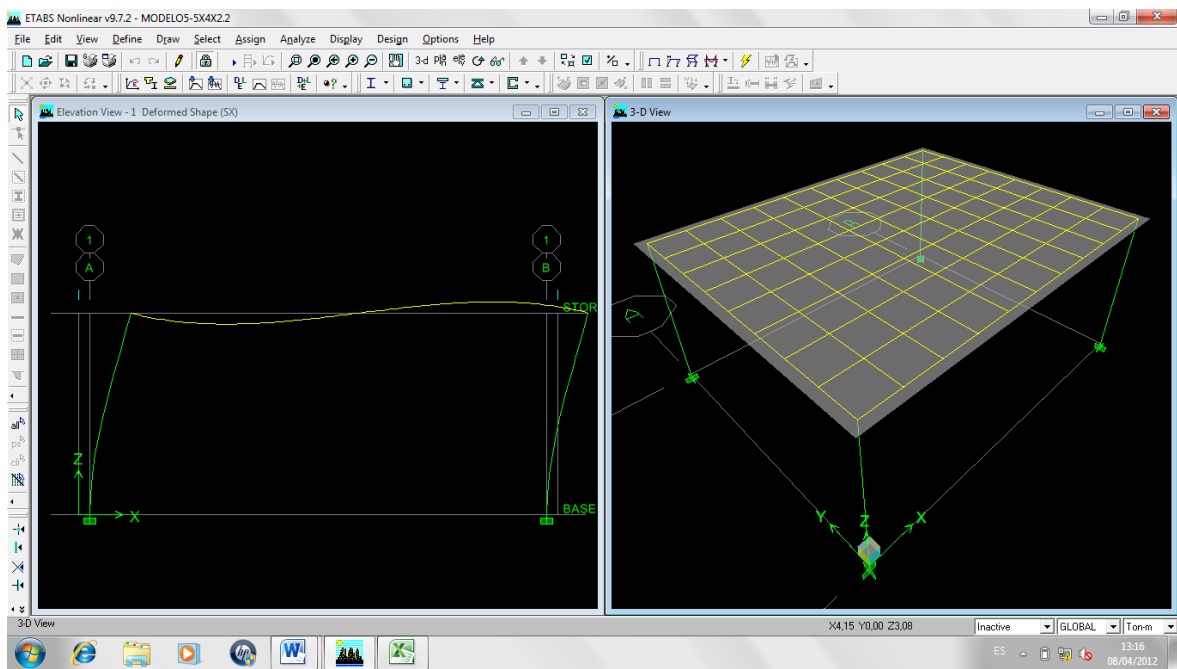
**Figura No. 48** Modelo 8  
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 9 - 3X3X2.6

**Tabla 40** Datos del Modelo 9 - 3X3X2.6

MODELO 9 - 3X3X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	3	3	2,6	0,000316	
STORY1	Max Drift Y	SX	2	0	3	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	3	3	0	2,6	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	3	3	2,6		0,000316

Elaborado por: Carlos Núñez



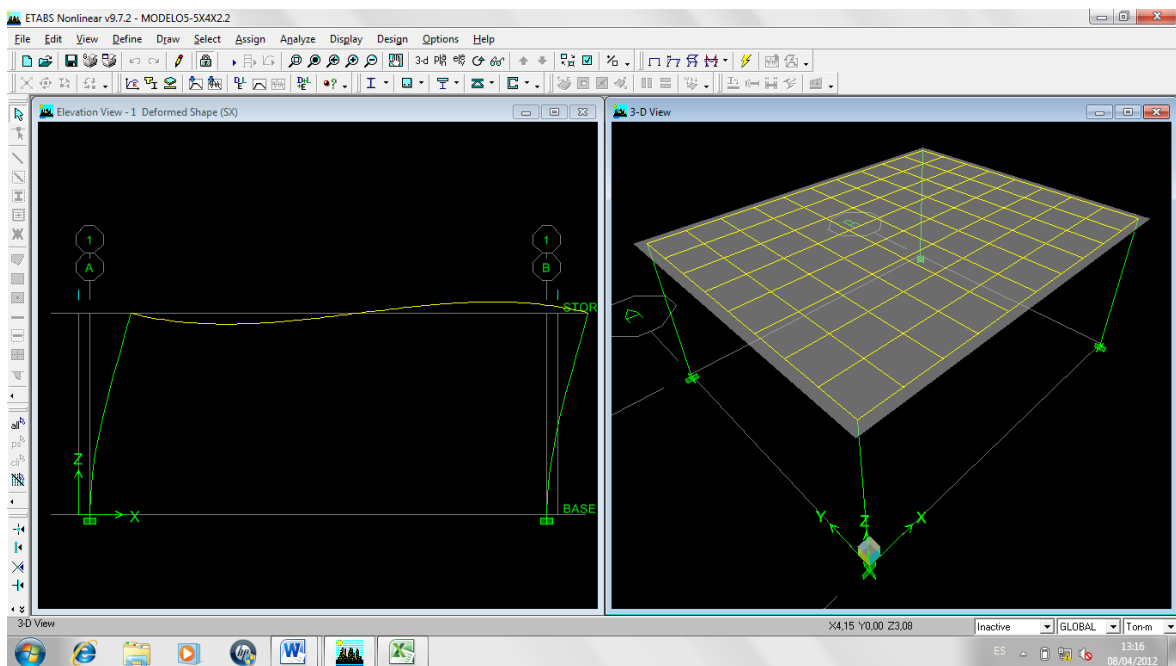
**Figura No. 49** Modelo 9  
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 10 - 4X4X2.6

**Tabla 41** Datos del Modelo 10 - 4X4X2.6

MODELO 10 - 4X4X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	4	4	2,6	0,000537	
STORY1	Max Drift Y	SX	2	0	4	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	3	4	0	2,6	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	4	4	4	2,6		0,000537

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 50** Modelo 10

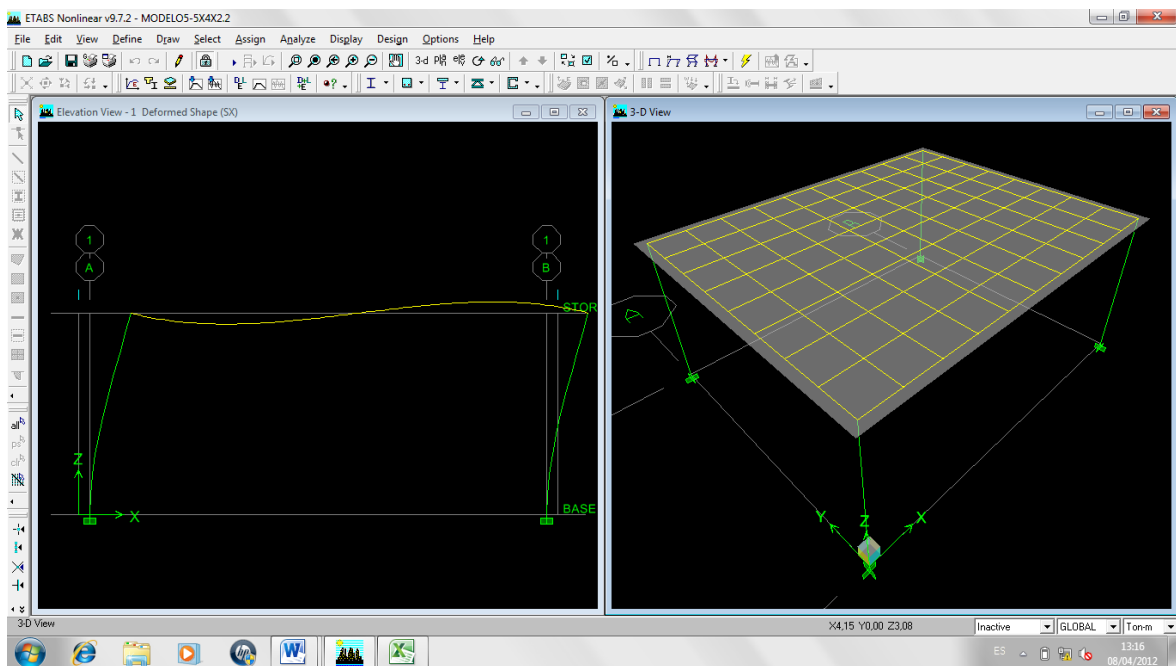
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 11 - 5X5X2.6

**Tabla 42** Datos del Modelo 11 - 5X5X2.6

MODELO 11 - 5X5X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	4	5	5	2,6	0,000823	
STORY1	Max Drift Y	SX	1	0	0	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	4	5	5	2,6	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	2	0	5	2,6		0,000823

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 51** Modelo 11

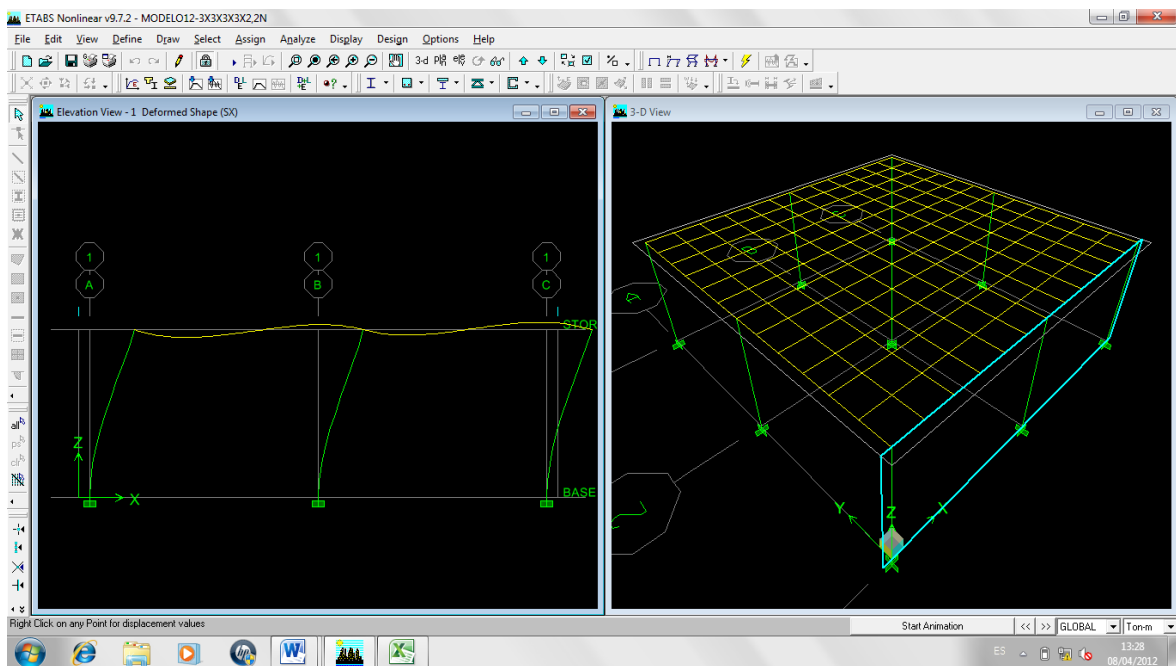
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 12 - 3X3X3X3X2.2

**Tabla 43** Datos del Modelo 12 - 3X3X3X3X2.2

MODELO 12 - 3X3X3X3X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	9	6	6	2,2	0,000335	
STORY1	Max Drift Y	SX	2	0	3	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	9	6	6	2,2	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	3	0	6	2,2		0,000335

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 52** Modelo 12

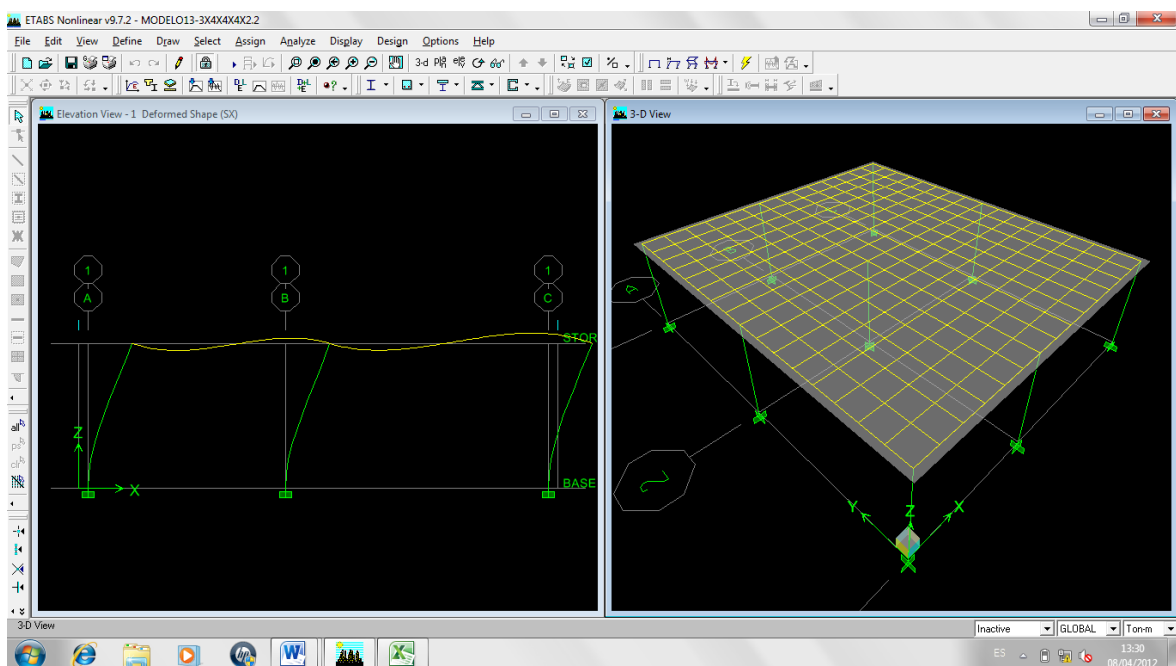
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 13 - 3X4X4X4X2.2

**Tabla 44** Datos del Modelo 13 - 3X4X4X4X2.2

MODELO 13 - 3X4X4X4X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,2	0,000505	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	8	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,2	0,000016	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	8	2,2		0,000543

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 53** Modelo 13

Elaborado por: Carlos Núñez

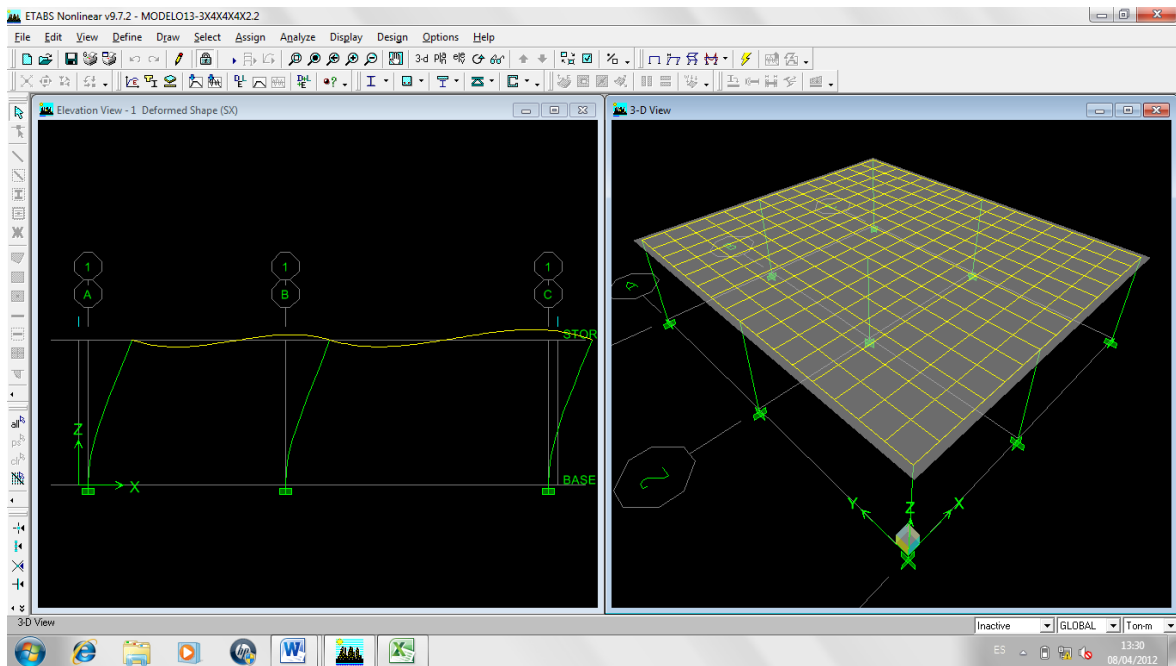


MODELO 14 -3X5X5X5X2.2

**Tabla 45** Datos del Modelo 14 -3X5X5X5X2.2

MODELO 14 -3X5X5X5X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	9	8	10	2,2	0,000709	
STORY1	Max Drift Y	SX	3	0	10	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	8	0	2,2	0,000039	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	8	10	2,2		0,000801

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 54** Modelo 14

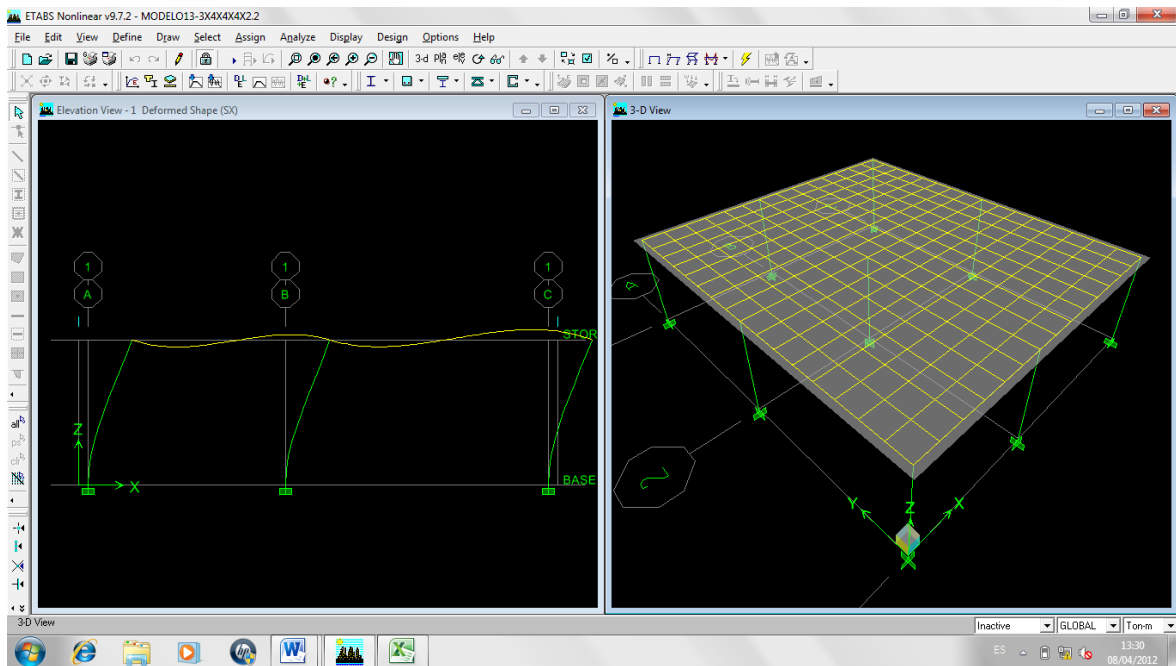
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 15 - 3X3X3X3X2.4

**Tabla 46** Datos del Modelo 15 - 3X3X3X3X2.4

MODELO 15 - 3X3X3X3X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	9	6	6	2,4	0,00039	
STORY1	Max Drift Y	SX	3	0	6	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	9	6	6	2,4	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	3	0	6	2,4		0,00039

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 55** Modelo 15

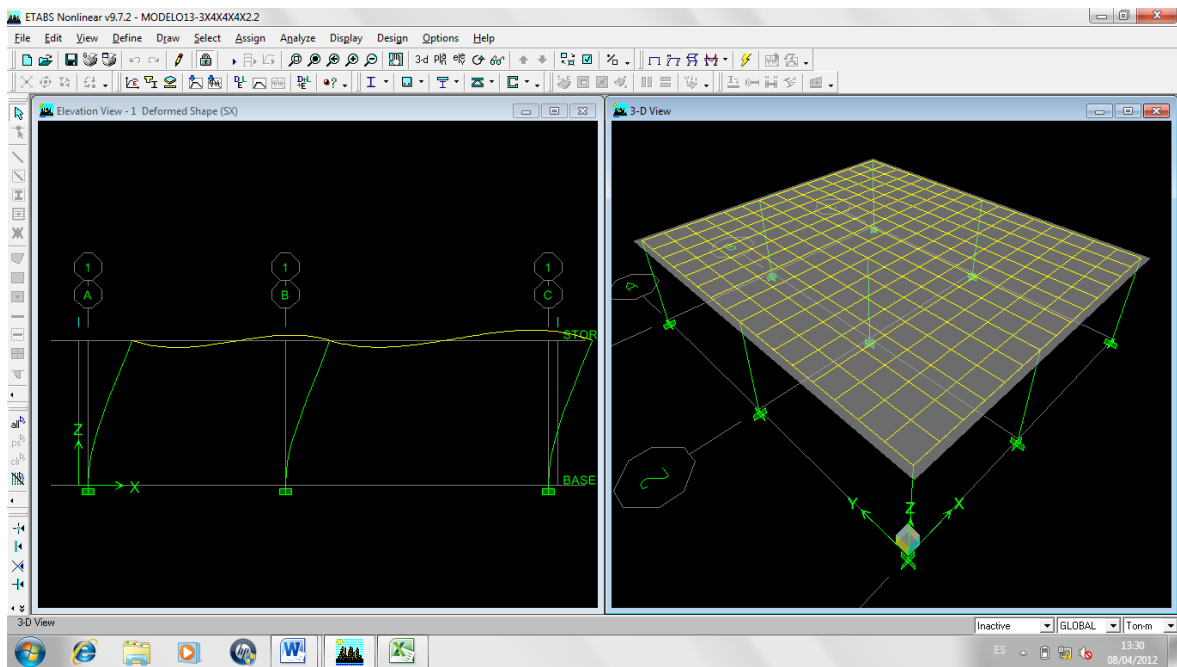
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 16 - 3X4X4X4X2.4

**Tabla 47** Datos del Modelo 16 - 3X4X4X4X2.4

MODELO 16 - 3X4X4X4X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,4	0,000587	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	8	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,4	0,000018	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	8	2,4		0,000631

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 56** Modelo 16

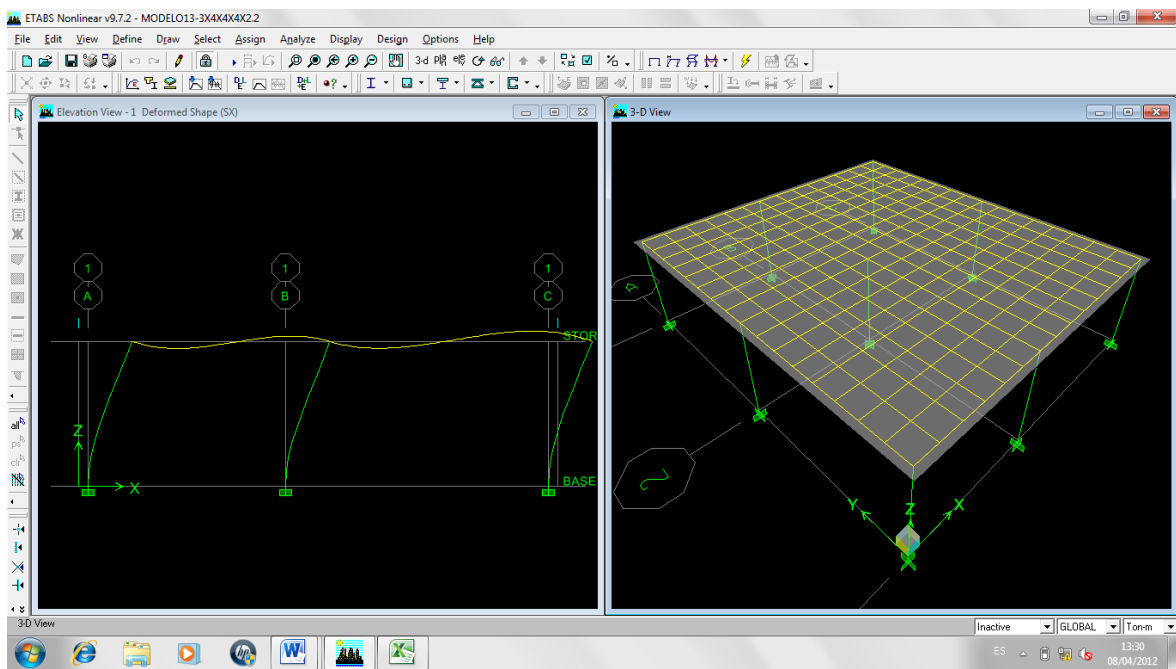
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 17 - 3X5X5X5X2.4

**Tabla 48** Datos del Modelo 17 - 3X5X5X5X2.4

MODELO 17 - 3X5X5X5X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY1	Max Drift X	SX	7	8	0	2,4	0,000823	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	8	10	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	8	0	2,4	0,000045	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	8	10	2,4		0,000931

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 57** Modelo 17

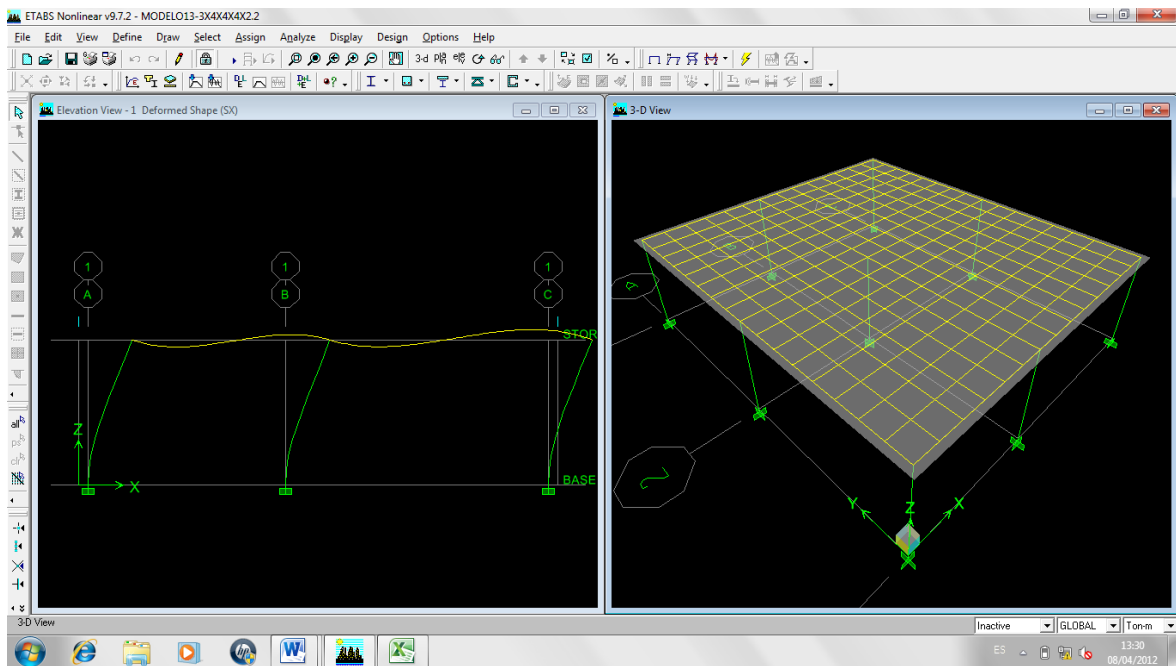
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 18 - 3X4X4X4X2.2

**Tabla 49** Datos del Modelo 18 - 3X4X4X4X2.2

MODELO 18 - 3X4X4X4X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	13	-0,125	8,125	4,4	0,001865	
STORY2	Max Drift Y	SX	10	-0,125	-0,125	4,4		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	4,4	0,000054	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	8,125	4,4		0,002126
STORY1	Max Drift X	SX	9	7	8	2,2	0,001278	
STORY1	Max Drift Y	SX	2	0	4	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,2	0,000037	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	8	2,2		0,00141

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 58** Modelo 18

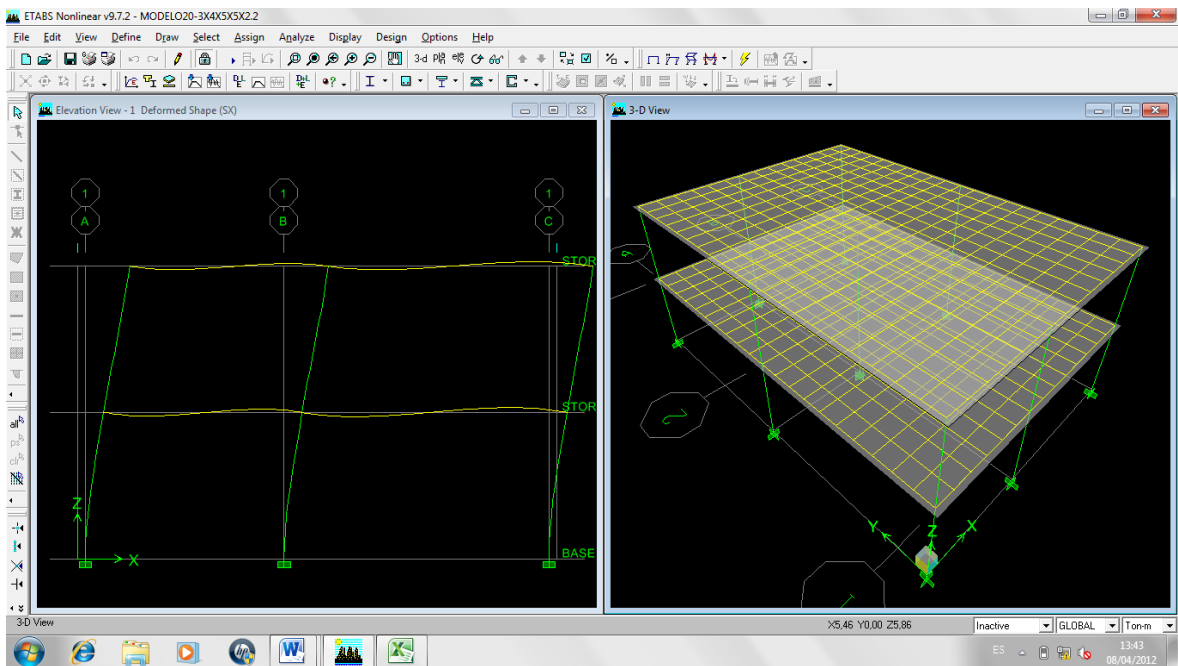
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 19 - 3X4X5X5X2.2

**Tabla 50** Datos del Modelo 19 - 3X4X5X5X2.2

MODELO 19 - 3X4X5X5X2.2								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	7,125	-0,125	4,4	0,002247	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	7,125	10,125	4,4		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	4,4	0,000064	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	10,125	4,4		0,002946
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,2	0,001546	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	10	2,2		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,2	0,000044	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	10	2,2		0,001876

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 59** Modelo 19

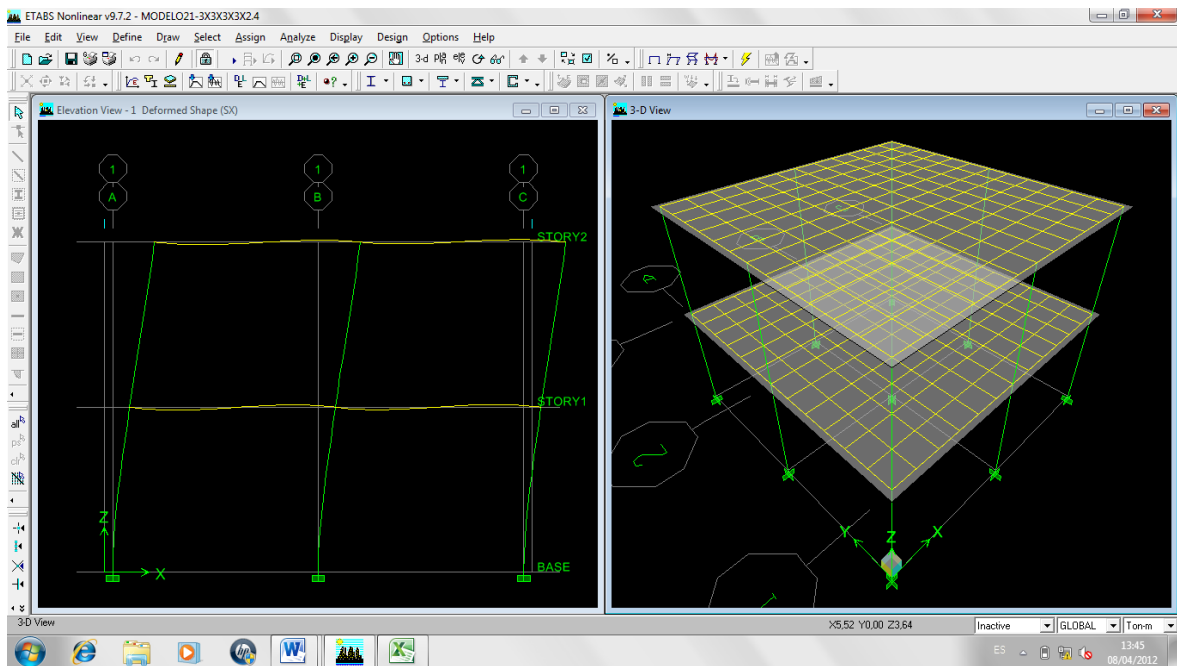
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 20 - 3X3X3X2.4

**Tabla 51** Datos del Modelo 20 - 3X3X3X2.4

MODELO 20 - 3X3X3X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	6,125	-0,125	4,8	0,0015	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	6,125	6,125	4,8		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	6,125	-0,125	4,8	0	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	6,125	6,125	4,8		0,0015
STORY1	Max Drift X	SX	7	6	0	2,4	0,00104	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	6	6	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	6	0	2,4	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	6	6	2,4		0,00104

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 60** Modelo 20

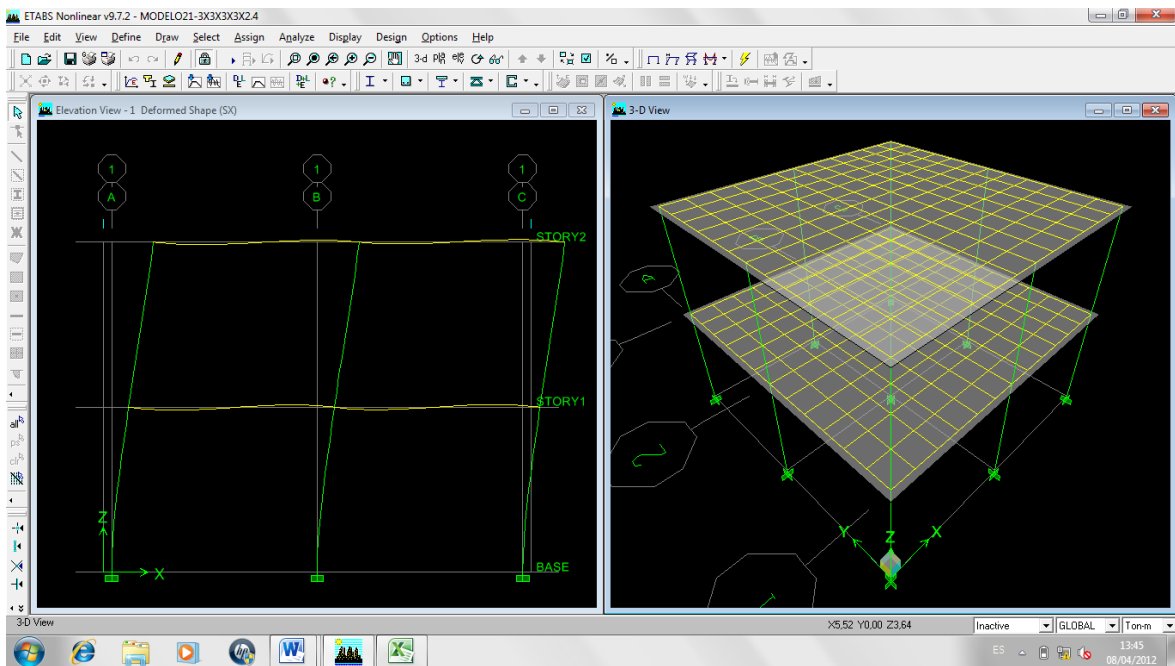
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 21 - 3X4X4X4X2.4

**Tabla 52** Datos del Modelo 21 - 3X4X4X4X2.4

MODELO 21 - 3X4X4X4X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	7,125	-0,125	4,8	0,002115	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	7,125	8,125	4,8		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	4,8	0,000061	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	8,125	4,8		0,002413
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,4	0,001474	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	8	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,4	0,000042	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	8	2,4		0,001626

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 61** Modelo 21

Elaborado por: Carlos Núñez

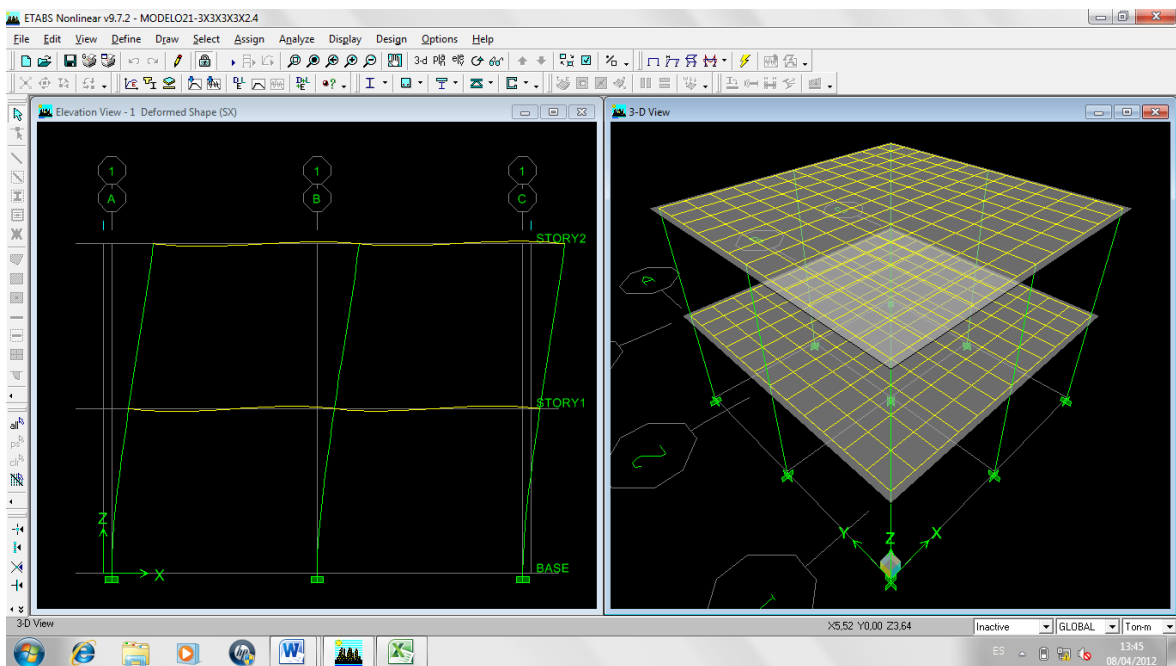


MODELO 22 - 3X4X5X5X2.4

**Tabla 53** Datos del Modelo 22 - 3X4X5X5X2.4

MODELO 22 - 3X4X5X5X2.4								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	7,125	-0,125	4,8	0,002545	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	7,125	10,125	4,8		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	4,8	0,000072	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	10,125	4,8		0,003349
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,4	0,001782	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	10	2,4		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,4	0,000051	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	10	2,4		0,002164

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 62** Modelo 22

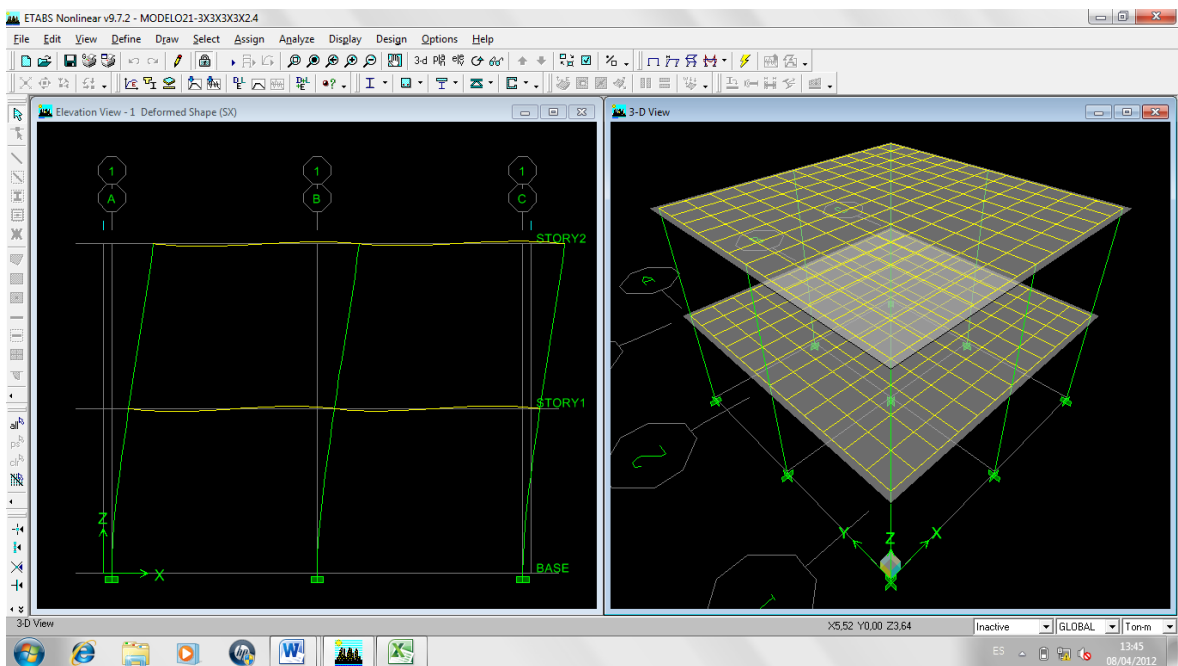
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 23 - 3X3X3X3X2.6

**Tabla 54** Datos del Modelo 23 - 3X3X3X3X2.6

MODELO 23 - 3X3X3X3X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	6,125	-0,125	5,2	0,001687	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	6,125	6,125	5,2		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	6,125	-0,125	5,2	0	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	6,125	6,125	5,2		0,001687
STORY1	Max Drift X	SX	7	6	0	2,6	0,00119	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	6	6	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	6	0	2,6	0	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	6	6	2,6		0,00119

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 63** Modelo 23

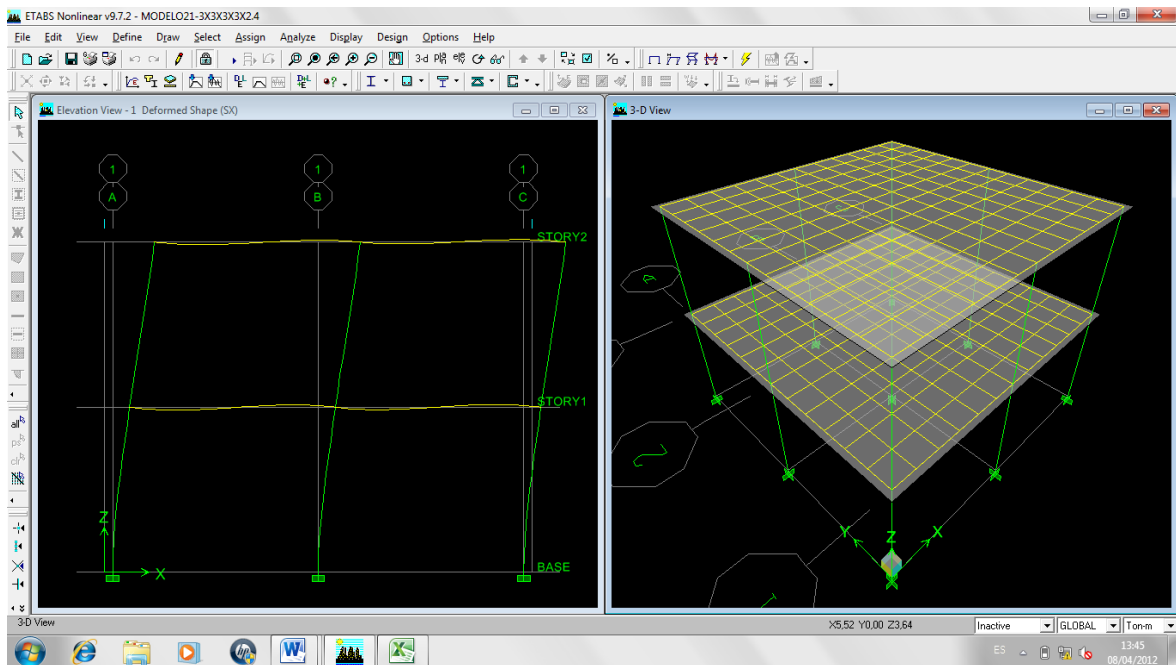
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 24 - 3X4X4X4X2.6

**Tabla 55** Datos del Modelo 24 - 3X4X4X4X2.6

MODELO 24 - 3X4X4X4X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	7,125	-0,125	5,2	0,002375	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	7,125	8,125	5,2		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	5,2	0,000067	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	8,125	5,2		0,00271
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,6	0,001682	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	8	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,6	0,000048	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	8	2,6		0,001855

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 64** Modelo 24

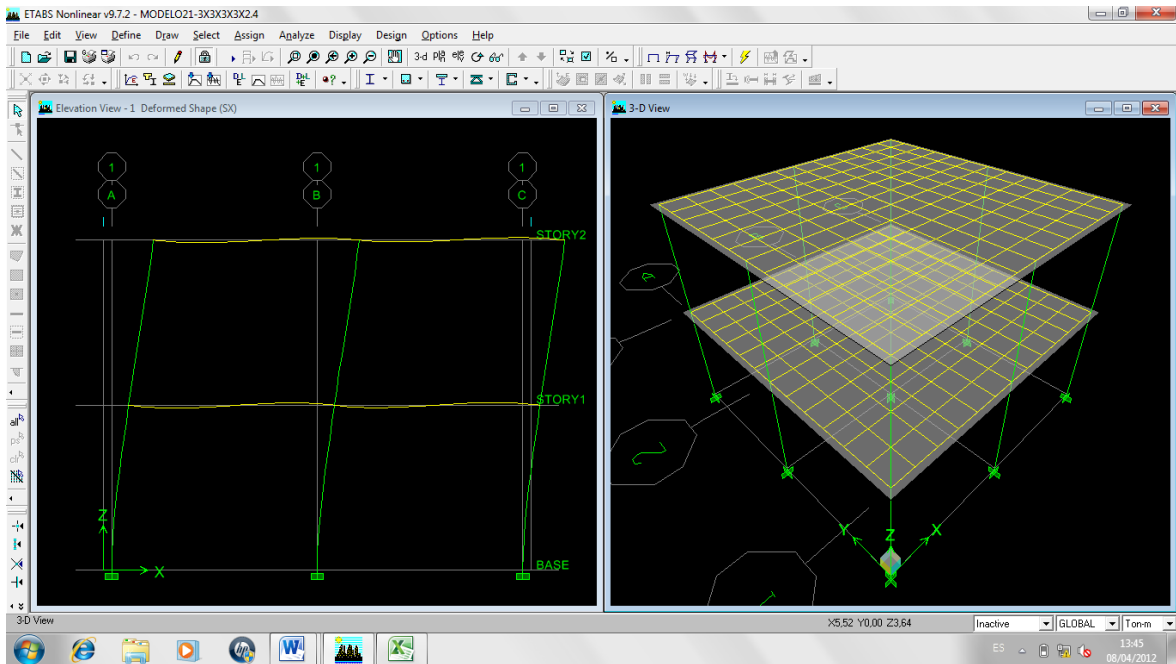
Elaborado por: Carlos Núñez

MODELO 25 - 3X4X5X5X2.6

**Tabla 56** Datos del Modelo 25 - 3X4X5X5X2.6

MODELO 25 - 3X4X5X5X2.6								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY2	Max Drift X	SX	11	7,125	-0,125	5,2	0,002856	
STORY2	Max Drift Y	SX	12	7,125	10,125	5,2		0
STORY2	Max Drift X	SY	11	7,125	-0,125	5,2	0,00008	
STORY2	Max Drift Y	SY	12	7,125	10,125	5,2		0,003767
STORY1	Max Drift X	SX	7	7	0	2,6	0,002032	
STORY1	Max Drift Y	SX	9	7	10	2,6		0
STORY1	Max Drift X	SY	7	7	0	2,6	0,000057	
STORY1	Max Drift Y	SY	9	7	10	2,6		0,002469

Elaborado por: Carlos Núñez



**Figura No. 65** Modelo 25

Elaborado por: Carlos Núñez

## VI. DISCUSIÓN

Para la modelación de la muestra de edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda en un programa computarizado se seleccionó el software ETABS versión 9.7.2, por las características que posee este programa puede ser utilizado para evaluar estructuralmente los pórticos tipo para determinar sus fallas producidas por las fuerzas laterales y de esta manera poder concluir con los requisitos mínimos que la estructura requiere para su perfecto funcionamiento sin sobredimensionar la misma pero brindando seguridad total en su uso en base a un análisis Dinámico en el cual se puedan obtener los esfuerzos máximos que se producen en el análisis espectral y sus derivas de piso que nos permita concluir si la estructura es idónea o no para soportar las cargas propuestas.

Para esta evaluación se desarrollaron los pre dimensionamientos de elementos estructurales así como las cargas para modelar las estructuras propuestas en esta investigación con diferentes secciones pero manteniendo el espesor de la losa y por ende de las vigas embebidas que son de 20cm y de esta manera poder cumplir con los objetivos planteados para el desarrollo de este tema.

También se consideró los estudios preliminares de los Ingenieros P. Placencia, M. Romo, R. Aguiar, D. Barahona, V. Pánchez, P. Sichique, J. Paguay, P. Sefla, entre otros quienes han desarrollado proyectos de investigación relacionados a este nuevo artículo vinculado con problemas sísmicos tanto en edificaciones como en otros elementos de carácter estructural.

Para encontrar las derivas máximas de pisos en los diferentes niveles según la estructura tipo se aplicó el programa de ETABS versión 9.7.2. Debido a que una de las ventajas de este software es que nos arroja directamente los resultados de los desplazamientos laterales en las direcciones X, e Y. con la opción de drift.

## 1. DISTORSIÓN MÁXIMA DE PISO.- DRIFT ( $\gamma$ )

La Deriva de piso o distorsión de piso se calcula como el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos divididos por la altura del entrepiso, es muy utilizada para correlacionar el daño de una edificación frente a eventos sísmicos. Por ejemplo, el comité VISION 2000 establece la siguiente correlación:

- Si  $\gamma \leq 0.002$ , no hay daño en la estructura.
- Si  $0.005 < \gamma \leq 0.002$ , el daño que se espera en la estructura es *leve*.
- Si  $0.005 < \gamma \leq 0.015$ , el daño en la estructura es *moderado*.
- Si  $0.015 < \gamma \leq 0.025$ , el daño en la estructura es *extensivo* y
- Si  $\gamma > 0.025$ , el daño es completo.

Es conocido desde el trabajo de Reyes de 1999 que a mayor ductilidad de la estructura, mayor es la distorsión de piso esperada por lo que el daño también es mayor, así como el mal comportamiento de las estructuras formadas por losas planas y columnas ante sollicitación sísmica, el resumen de este trabajo se muestra en la siguiente tabla:

Sistema Estructural	Agrietamiento Considerable ( Daño Moderado)	Inicio de la Fluencia ( Daño Extensivo)	Colapso (Daño Completo)
Muros Dúctiles de Hormigón Armado	0.005	0.010	0.030
Muros de Hormigón Armado con ductilidad limitada	0.005	0.010	0.015
Losas Planas sin Muros de Corte	0.005	0.008	0.015

## 2. COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

### a. NUDO FUERTE VIGA DÉBIL:

El objetivo es, asegurarse que tanto la capacidad de columna como la del nudo sean mayores que la viga en flexión.

En el caso de losas con vigas banda, la filosofía es similar, aunque existen grandes diferencias en la estrategia.

En primer lugar no se han encontrado indicios de problemas dentro del nudo sino más bien fuera de él, en la losa. Por tanto no hace falta revisar la conexión losa columna.

En segundo lugar, como se ha indicado anteriormente, la losa no se apoya sobre las vigas banda pues ambas son del mismo peralte, sino que se apoya sobre columnas, y por lo tanto aparece una tendencia a punzonarse.

En tercer lugar en estas losas sin vigas descolgadas, los momentos desbalanceados no pueden transmitirse enteramente por flexión desde las vigas banda hacia las columnas, o viceversa, sino parte de dichos momentos se transmiten por corte excéntrico en la losa, y esto es lo que origina un incremento muy importante de esfuerzos de punzonamiento, respecto de los ya existentes ocasionados por carga vertical directa.

Una explicación radica en que la losa y vigas banda son más anchas que la columna, y los esfuerzos que están en todo el ancho de la losa y vigas banda, no pueden físicamente estrecharse y canalizarse a las columnas. En otras palabras, si la columna fuera tan ancha como el ancho del pórtico de la losa, todos los momentos se transmitirían por flexión, y no existiría punzonamiento, si no corte en una sola dirección.

¿Por qué no es correcto diseñar la viga banda como si se tratara de una viga de un pórtico? Porque al calcular como pórtico, el corte de diseño obtenido como el corte isostático más el corte hiperestático por capacidad a flexión de las vigas, se está dejando de lado al corte adicional por momentos desbalanceados, el mismo que puede ser varias veces el primero, por lo tanto se tendría una grave deficiencia de estribos.

### **3. CARENCIA DE PROCESOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO PARA LOSAS CON VIGAS BANDA.**

En ausencia de procedimientos para análisis y diseño de este tipo de estructuras, los calculistas normalmente proceden asumiendo que se trata de un edificio aporticado, muy dúctil con cargas laterales bajas, y obtienen los estribos en las vigas banda como si fueran vigas de un pórtico; el punzonamiento es ignorado. En estas circunstancias, pocas probabilidades tiene el edificio de subsistir ante un sismo fuerte. La forma de colapso es catastrófica, apilándose las losas una sobre otra.

Es claro que durante un evento sísmico se generan esfuerzos de corte elevados en las conexiones de la estructura. En el caso de edificios aporticados (vigas descolgadas) estos esfuerzos son absorbidos satisfactoriamente por la viga, de tener un adecuado diseño de su conexión. Sin embargo el tema se complica en el caso de estructuras con vigas banda (vigas perdidas en la losa), ya que en este tipo de estructuras durante eventos sísmicos, *gobierna el punzonamiento*, es decir la losa tiene grandes posibilidades de ser punzonada

en los bordes de la columna y de tratarse de un edificio de más de 5 pisos con este tipo de losa y en base a un sismo de considerable magnitud, es muy probable que no salga bien librado o que no resista satisfactoriamente el sismo y con graves consecuencias y más aún con resultados-catastróficos.

De ahí que las estructuras con vigas banda no son muy recomendadas para edificios de gran altura, y su uso se limita de manera restringida hasta estructuras de dos o tres niveles como máximo.



## **VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **A. CONCLUSIONES**

- El comportamiento de las losas con vigas embebidas y de poco peralte es diferente al de las losas con vigas descolgadas.
- La metodología del pórtico equivalente no es la más adecuada para modelar a las losas con vigas embebidas.
- Cuando las losas disponen de vigas embebidas se produce un trabajo integrado de losas y vigas.
- Bajo cargas sísmicas, prácticamente la totalidad del efecto se concentra en la franja de columnas.
- El Mapa de Zonificación Sísmica de Suelos de Riobamba presenta como resultados dos tipos de perfil que no pretenden de ninguna manera reemplazar los estudios de suelos necesarios para el diseño de la cimentación.
- Se corrobora que el sistema de utilización de vigas banda en edificaciones de concreto reforzado para dos pisos funcionan perfectamente bajo responsabilidad del cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo según establece el Código Ecuatoriano para luces de hasta cuatro metros.
- Mediante resultados obtenidos y respetando el Código se establece que las columnas de 30x30 funcionan de una manera correcta y adecuada sin ningún problema ante alguna eventualidad sísmica en nuestra zona de estudio.
- Las losas con vigas banda se comportan como losas planas.
- Si el punzonamiento actuante supera el esfuerzo permisible, no se puede proseguir con la obtención de estribos, si no que se deben modificar las características estructurales del edificio.

## **B. RECOMENDACIONES**

- Respetar la norma es muy importante para obtener resultados deseados y seguros para el perfecto funcionamiento de edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda.
- Para el diseño de columnas el código establece un mínimo de sección de 30x30 pero si el calculista considera que existe un sobredimensionamiento en las mismas se podrá adoptar valores de 25x25 bajo su responsabilidad y justificando el proceso de cálculo que no debilite la estructura ante fuerzas laterales de la naturaleza.
- La falla por punzonamiento será un problema para resolver en estos métodos ya que al no existir inercia suficiente en las vigas (máximo 20cm de peralte) la losa tratará de fallar por punzonamiento, una posible solución sería aumentar volados en la losa para compensar el macizado.
- Si se concluye que el método del pórtico equivalente en realidad no es el más adecuado para el diseño de edificaciones de concreto reforzado con losas sobre vigas banda se deberá tomar la alternativa por el método de los elementos finitos que son los que usan los programas computarizados tanto el ETABS como el SAP2000.
- Se pueden construir edificaciones con losas con vigas embebidas con luces mayores de cuatro metros pero será responsabilidad del calculista analizar las características de los elementos estructurales en las cuales se deberán reforzar las vigas para que puedan seguir funcionando como vigas banda.
- Si bien es cierto que el código no prohíbe la construcción de edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda pero tampoco recomienda como una buena alternativa es por eso que este método es muy estricto en caso de que se presente una eventualidad sísmica considerable, razón por la cual limita el número de pisos para un funcionamiento adecuado.
- Los muros de corte son una muy buena alternativa para absorber fuerzas laterales para que la estructura no falle por corte ni por punzonamiento.

## **VIII. PROPUESTA**

### **A. REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE DOS PISOS EN LOSAS CON VIGAS BANDA DE HASTA 4.00 METROS.**

#### **1. INTRODUCCIÓN**

La propuesta de esta investigación deberá ser considerada como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deberán aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el Código de la Práctica Ecuatoriana.

Es la intención de la presente investigación que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones en el Código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

## **2. OBJETIVOS**

### **a. Objetivo General**

Establecer los Requisitos Mínimos para el Análisis, Diseño y Construcción de Viviendas Sismo resistentes. Además, se indica la importancia de los criterios a tomar en consideración para un buen planeamiento estructural y así reducir la pérdida de vidas humanas y materiales, reducir el daño y el costo económico en futuros eventos naturales.

Se entenderá por vivienda, para el desarrollo de esta investigación, a aquellas edificaciones que no superen 2 niveles en altura o 6 metros en altura desde el suelo en cubierta plana y hasta 8 metros a la cumbre en caso de cubierta inclinada, hasta el más alto nivel de su losa de cubierta y cuyo uso sea primordialmente residencial.

## **b. Objetivos Específicos**

Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que pueda:

- Tener la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por el Código.
- Presentar las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Poder disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por el Código.

## **3. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA**

Ecuador se encuentra en una zona de actividad sísmica, es por ello que establecer requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas sismo-resistentes, permitirá que las edificaciones tengan un comportamiento adecuado para resistir la acción de fuerzas causadas por sismos, protegiendo la vida y los bienes de las personas que las ocupan.

Este tema se refiere a estructuras constituidas por columnas y losas con vigas bandas y que no poseen diafragmas ni diagonales. En los países latinoamericanos este sistema estructural ha sido uno de los más utilizados por sus múltiples atractivos de tipo constructivo y funcional. Sin embargo estas estructuras no son aceptadas en países técnicamente desarrollados para ser utilizadas en zonas de alto riesgo sísmico, pues ha sido pésima la experiencia en sismos pasados. Por tanto no hay recomendaciones específicas en los principales códigos de diseño. El de México prácticamente obliga a rigidizar de alguna forma la estructura, con diafragmas o con diagonales.

En muchos países del tercer mundo en general y en nuestro país en particular, este sistema estructural es uno de los más utilizados por sus múltiples atractivos de tipo constructivo y funcional. Al estar en el mismo plano el fondo de las vigas banda y las losas, se facilita el encofrado, la colocación de las armaduras, la fundida y compactación del hormigón y el desencofrado. Posteriormente, se facilitará la división de los diversos ambientes pues por ejemplo, no habrá que preocuparse de

que alguna viga descolgada aparezca en medio de la sala. Adicionalmente, por tener menor altura total o bien se podrá tener uno o más pisos extras.

Para solicitaciones de carga vertical, las losas con o sin vigas banda se han comportado satisfactoriamente. El uso de estas losas empezó en Estados Unidos a principios del siglo, el análisis de las mismas fue cuestionado por Nichols en 1914; la teoría y unos ábacos para sus análisis fueron propuestos por Westergaard en 1921 y finalmente en 1969 fue presentado el Método del Pórtico Equivalente, el mismo que se mantiene hasta la presente fecha en los principales códigos, como método general para análisis y diseño de losas con o sin vigas descolgadas.

Ante cargas sísmicas la situación de las losas con vigas bandas ya no es favorable. Los principales problemas son el punzonamiento, la excesiva flexibilidad lateral y por tanto poca disponibilidad de ductilidad inmediata. Los excesivos daños no estructurales y en el caso de que la losa sea bien gruesa y fuerte podrían ser más fuertes que la columna. No quiere decir que sea imposible diseñar una estructura con vigas banda en zonas sísmicas, pero sí hay que seguir un procedimiento que evite los peligros anotados y por lo tanto su uso es limitado.

Para esta condición de carga, varios autores entre otros recomiendan no utilizar losas planas como parte del principal sistema estructural resistente.

Como resultado, estas estructuras constituidas por columnas y losas con vigas banda no son aceptadas en zonas de alto riesgo sísmico, pues ha sido pésima la experiencia en sismos pasados. Por tanto no hay recomendaciones específicas en los principales códigos de diseño.

Por ejemplo, el reporte del Comité ACI-ASCE 352-88 Recommendations for Design of Slab – Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures”, establece que el sistema estructural “Losa – Columna” es inadecuado en construcciones localizadas en zonas de alto riesgo sísmico.

El código ATC3-78 Applied Technology Council, prohibió este tipo de estructuras como sistemas estructurales para edificaciones en zona de alto riesgo sísmico.

El código UBC, Uniform Building Code, ediciones de 1985, 1988,1994 (refers 4,5) también prohíbe este tipo de estructuras como sistemas estructurales para edificaciones en zona de alto riesgo sísmico.

En el Código ACI 318-95 (ref. 1), el capítulo 21 está relacionado con disposiciones de diseños sismo-resistente. En el numeral 21.6 consta el diseño de las conexiones viga – columnas, para estructuras con columnas y vigas descolgadas, cuyo objetivo es asegurar la formulación de las rótulas plásticas en las vigas, es decir que la viga sea el elemento débil al comparársela con la columnas y con el nudo. En esta revisión se utilizan no los momentos de cálculo sino las capacidades de las vigas, pues se asume la formación de rótulas sino las capacidades de las vigas, pues se asume la formación de rotulas plásticas en ellas.

A diferencia de esto, no existe en ninguna parte del capítulo 21, el diseño de la conexión losa – columna. En ninguna parte se menciona ni la posibilidad de uso de las losas sin vigas descolgadas, ni del proceso de diseño de sus uniones; apenas en el numeral 21.9 relativo a requisitos para construcciones en zona de moderado riesgo sísmico, se dan algunas recomendaciones para la ubicación de su refuerzo longitudinal a flexión.

En el capítulo 11 del mismo código, se encuentra el procedimiento de diseño para punzonamiento de losas y zapatas, ocasionado por carga directa más corte excéntrico por momento desbalanceado. Sin embargo no sigue criterios de capacidad en este proceso, es decir usa momentos de cálculo, por lo que no es directamente aplicable.

Existen múltiples artículos técnicas de ensayo de conexiones losas columna, pero no hay una propuesta formal para su diseño.

Para estructuras de 2 pisos si bien hay algunos estudios experimentales, incluso a escala natural, no llegan a establecer procedimientos de diseño de las conexiones losa – columnas.

## **A. ESPECIFICACIONES, CÓDIGOS Y ESTÁNDARES DE REFERENCIA**

Los códigos y especificaciones referenciados se listan a continuación:

- ACI 318S-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario · ACI 506R-90, Guía de Hormigón Lanzado "Guide to Shotcrete".
- AISI-2004b, General Provisions - Standard for Cold-Formed Steel Framing
- AISI S200-07, North American Standard for Cold Formed Steel Framing - General Provisions
- ASTM C109 /C109M-99 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars.
- ASTM C87-83(1995) e1 Standard Test Method for Effect of Organic Impurities in Fine Aggregate on Strength of Mortar.
- NTE INEN 1511 (ASTM A 1064 M): Alambre conformado en frío para Hormigón Armado.
- NTE INEN 2209 (ASTM A 1064 M): Malla de alambre de acero electro soldada.

## **B. REQUISITOS DE DISEÑO**

Toda vivienda deberá ser diseñada en base a la selección de un sistema sismo resistente apropiado. Si el sistema es de pórtico de hormigón armado resistente a momentos, el sistema deberá diseñarse con un método racional que garantice seguridad de vida de los ocupantes frente a la ocurrencia del sismo de diseño. Los proyectos de vivienda, requieren la ejecución de estudios de arquitectura, ingeniería y geotecnia, con al menos los siguientes productos:

1. Planos (arquitectónicos, estructurales, sanitarios y eléctricos, estudio de suelos), presupuestos y especificaciones técnicas.



2. Memoria técnica que incluya: descripción completa del sistema constructivo, proceso constructivo, materiales empleados y sus propiedades, descripción de los procesos de control y aseguramiento de calidad necesarios para garantizar las condiciones de diseño.

En los planos arquitectónicos y estructurales debe constar nombre del proyecto, fecha del diseño, nombre del profesional obligatoriamente registrado en la SENESCYT, nombre y fecha de la versión de la norma utilizada en el diseño, cargas vivas adoptadas, resistencia y especificaciones de los materiales a utilizarse, y aclarar que el proyecto es de vivienda exclusivamente.

Si el sistema constructivo permite realizar modificaciones y/o ampliaciones futuras tanto en planta como en elevación, deben especificarse los análisis y métodos para realizar dichas modificaciones, así como el impacto que estas modificaciones puedan producir en la seguridad de la vivienda. Si el sistema permite ampliaciones en altura, el diseño y los análisis de validación del sistema estructural deberán incluir estas ampliaciones.

Para sistemas constructivos diferentes a los descritos, cuyo diseño no pueda ser respaldado por normativa nacional o internacional aplicable, cuando se trate de un sistema único o patentado, estos deberán ser aprobados por el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y contar con un informe técnico emitido por el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional, u otro centro acreditado por el Comité Ejecutivo NEC, sobre el desempeño del sistema constructivo y el cumplimiento de las disposiciones de la NEC.

Para los sistemas tratados en esta investigación, los requisitos que se indican son considerados como mínimos y solo se los puede modificar siempre y cuando exista una demostración teórica o experimental y aprobado por los organismos anteriormente citados.

El proceso constructivo y la calidad de los encofrados del hormigón y mortero y el curado de estos deben basarse en las recomendaciones del ACI 301-10 para los elementos de hormigón armado y mortero armado.

### C. SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES

Se considera a los sistemas estructurales de la Tabla 57 para la aplicación en el diseño y construcción de viviendas sismo resistentes. Cualquier otro sistema estructural que no conste en este listado requerirá de la aprobación del Comité Ejecutivo NEC.

**Tabla 57** Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas

Sistema Estructural	Materiales	Coefficiente de reducción de respuesta estructural(R)	Limitación en altura (número de pisos)
Pórticos resistentes a Momento	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, reforzado con acero laminado en caliente.	3	2(b)
	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5	2
	Acero Doblado en Frío	1.5	2 (b)
Muros Portantes	Mampostería No Reforzada y no confinada (c)	1	1
	Mampostería enchapada con malla de acero (a)	1.5	2(b)
	Adobe y Tapial reforzado	1.5	2
	Bahareque	1.5	2
	Mampostería Reforzada	3	2(b)
	Mampostería Confinada	3	2(b)
	Muro de hormigón reforzado	3	2(b)
	Muros livianos de acero	1.5	2
Muro de mortero armado u hormigón armado con alma de poliestireno (a)	1.5	2(b)	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

a) El espesor mínimo del mortero deberá ser 3 cm por cada lado de enchape.

- b) Cuando estos sistemas tengan más de 2 pisos y luces mayores a 3.50m, el diseño estará regido por los capítulos 2, 4, 5, 6 y 7 de la norma.
- c) La mampostería no reforzada y no confinada está limitada a una planta con cubierta liviana y no será construida en zona de mediana o alta sismicidad.

#### D. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

Los sistemas constructivos utilizados para la construcción de vivienda, son redundantes pero carecen de ductilidad. Por tal razón, el diseño sismo-resistente está basado en fuerzas y consiste en verificar que la resistencia lateral de la estructura,  $V_{MR}$ , es mayor o igual a la demandada por el sismo de diseño,  $V_{sismico}$ . El análisis de las derivas de piso no es mandatorio.

$$V_{sismico} \leq V_{MR} \quad (10-1)$$

- **Determinación del cortante basal**

El cortante basal sísmico se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$V_{sismico} = Z C W / R \quad (10-2)$$

Donde, el factor de zona  $Z$  depende de la posición geográfica del proyecto y su correspondiente zona sísmica definida en la tabla 2.2 del NEC 11 cap. 2,  $C$  es un coeficiente de respuesta sísmica obtenido según Tabla 57 y  $W$  es el peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje,  $W$  se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. El factor de reducción de resistencia,  $R$ , se debe adoptar de los valores establecidos en la Tabla 58, según el sistema estructural adoptado.

**Tabla 58** Coeficiente de Respuesta Sísmica

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.4
Sierra y Oriente	3

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción

**Tabla 59** Poblaciones de Chimborazo y valor del factor Z

POBLACION	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CALPÍ	CADI	COLTA	CHIMBORAZO	0.35
PALLATANGA	PALLATANGA	PALLATANGA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGAL GRANDE	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANO	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
PENIPE	PENIPE	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANDRES	SAN ANDRES	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ISIDRO DE PATULU	SAN ISIDRO DE PATULU	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
VALPARAISO	VALPARAISO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JOSE DE CHAZO	SAN JOSE DEL CHAZO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
GUANANDO	GUANANDO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
CALPI	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICÍN	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
QUIMIAG	QUIMIAG	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
ASUNCION	CALPI	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
MACAJÁ	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUELA	PUELA	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
RIOBAMBA	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
ILAPO	ILAPO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN GERARDO	SAN GERARDO DE PACAICAGUAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	SAN ANTONIO DE BAYUSHIG	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
SANTA FE DE GALAN	SANTA FE DE GALAN	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN VICENTE	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
CHAMBO	CHAMBO	CHAMBO	CHIMBORAZO	0.40
PUNIN	PUNIN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
LICTO	LICTO	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
PUNGALA	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
YARUQUIES	RIOBAMBA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
SAN LUIS	SAN LUIS	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
JUAN DE VELASCO	JUAN DE VELASCO (PANGOR)	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
CEBADAS	CEBADAS	GUAMOTE	CHIMBORAZO	0.40
CAJABAMBA	VILLA LA UNION (CAJABAMBA)	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
CUBIJES	GUANO	GUANO	CHIMBORAZO	0.40
SAN JUAN	SAN JUAN	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.40
COLUMBE	COLUMBE	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
MATUS	EL ALTAR	PENIPE	CHIMBORAZO	0.40
VILLA LA UNION	VILLA LA UNION (CAJABAMBA)	COLTA	CHIMBORAZO	0.40
GUAMOTE	GUAMOTE	GUAMOTE	CHIMBORAZO	0.40
LLACTAPAMBA DE ALAO	PUNGALA	RIOBAMBA	CHIMBORAZO	0.35
CHUNCHI	CHUNCHI	CHUNCHI	CHIMBORAZO	0.35
ALAUSI	SIBAMBE	ALAUSI	CHIMBORAZO	0.35

Fuente: Tabla 2.2 del NEC 11 cap. 2

Nota: como nuestro estudio está enfocado para la ciudad de Riobamba se ha tomado valores en la tabla solo para la provincia de Chimborazo en el cual predomina el valor de Z entre 0.35 y 0.40.

#### **4. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA**

A continuación se describen los requisitos mínimos para edificaciones de concreto reforzado para dos pisos con losas con vigas banda.

##### **A. PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

###### **a) PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO**

Los pórticos resistentes a momento de hormigón armado transfieren las cargas actuantes a la cimentación a través de vigas y columnas.

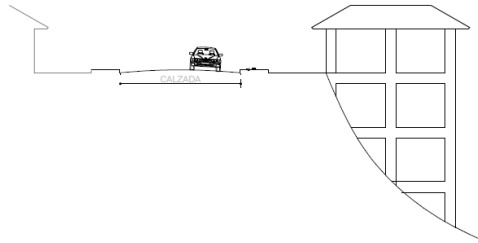
Pórticos que se diseñen y detallen con los requerimientos establecidos en el capítulo 4, poseerán la ductilidad que sustente la aplicación del factor de reducción de fuerzas  $R=6$  (para pórticos con vigas descolgadas) o  $R=5$  (para pórticos con vigas banda), especificados en el Capítulo 2.

Pórticos donde se adopten secciones de vigas y columnas con dimensiones menores que las mínimas especificadas en el Capítulo 4, pueden usarse para vivienda de hasta 2 pisos, siempre y cuando satisfagan un diseño estructural donde las fuerzas sísmicas han sido calculadas con un factor de reducción  $R=3.25$  cuando se trate de pórticos con armaduras de acero electro soldado de alta resistencia

###### **b) PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON SECCIONES DE DIMENSIÓN MENOR A LA ESPECIFICADA EN EL CAPÍTULO 4 DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN.**

La construcción de viviendas con este sistema estructural se limita a 2 pisos en terreno plano y sin posibilidad a ampliación en elevación. En estructuras con elevaciones similares a las de la Figura 66, el número de pisos se contara desde la parte más baja del terreno. Cuando el terreno no sea plano, se requerirá un

diseño más detallado que considere los efectos de torsión generados por la configuración irregular, por lo tanto, los requisitos se consideran insuficientes y el diseño deberá regirse a las especificaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción Capítulo 2 y los correspondientes a hormigón y acero.



**Figura No. 66** Sistema estructural que requiere de análisis de torsión.

En el sistema de pórticos resistentes a momento, la mampostería cumple una función divisoria de espacios y de seguridad, por lo que podrán usarse unidades de mampostería de al menos 7 cm de espesor.

Se debe considerar y tomar las medidas necesarias para evitar que la mampostería afecte el desempeño del pórtico por la creación de irregularidades como: columna corta y piso débil.

Estas estructuras podrán también incorporar muros de mampostería armada o confinada diseñadas de acuerdo a lo que establece la norma.

También se permiten elementos de acero en cubiertas y componentes que no formen parte del sistema sismo-resistente.

**Tabla 60** Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

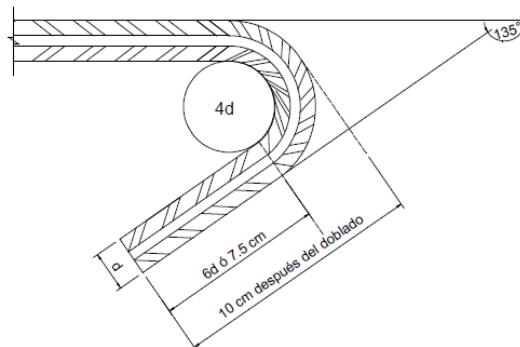
Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.50	20x20(a)	1%	ø 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20(b)		
2	Columnas	4.0	2.50	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	ø 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)		

Fuente: NEC 11

- (a) La orientación en planta de las columnas será 40% mínimo en cada dirección ortogonal.
- (b) La dimensión se refiere a vigas banda.

Notas:

Las longitudes de desarrollo de los aceros de refuerzo, los diámetros mínimos de dobles deberán estar regidos por los requisitos del ACI 318-11 Capítulo 7 y 12.



**Figura No. 67** Geometría del gancho Longitud de doblado en estribos de 8 mm.

**Fuente:** NEC 11

En la Tabla 60 se señalan las secciones mínimas admitidas para este tipo de viviendas, según el elemento (viga o columna) y el número de pisos. En cualquier caso, se debe asegurar la continuidad vertical de las columnas. La cuantía del refuerzo debe ser calculada mediante un análisis estructural considerando las acciones gravitacionales y las acciones sísmicas.

**c) CUANTÍAS DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL**

La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $p_h$ , y vertical,  $p_v$ , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0.002$$

$$p_h \geq 0.0007; \quad p_v \geq 0.0007$$

donde

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t};$$

Dónde:

- $A_{sh}$  área de acero de refuerzo horizontal que se colocara a una separación vertical  $S_h$ .
- $A_{sv}$  área de acero de refuerzo vertical que se colocara a una separación  $S_v$ .

#### d) TAMAÑO, COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DEL REFUERZO

- **Refuerzo vertical**

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 800 mm.

- **Refuerzo horizontal (viga) en los extremos de muros**

- a) Existirá una viga en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm.

Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal.

El refuerzo longitudinal de la viga deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación siguiente:

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$$

El refuerzo transversal de la viga estará formado por estribos cerrados y con un área,  $A_{sc}$ , al menos igual a la calculada con las ecuaciones siguientes.

$$A_{sc} = \frac{10000 s}{f_y h_c} \quad ; \quad \text{si se usan MPa y mm}$$
$$\left( A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \quad ; \quad \text{si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm} \right)$$



Donde  $h_c$  es la dimensión de la altura de la viga en el plano del muro. La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de 1,5 t ni de 200 mm.

## **B. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA**

Las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 20 cm y cumplir con todos los requisitos de diseño y detallamiento para vigas presentados en las secciones anteriores.

En la verificación de la capacidad a punzonamiento de la unión viga banda – columna, el momento desbalanceado se debe calcular asumiendo que las vigas bandas en ambos lados de la conexión han agotado su capacidad a flexión, es decir, se han formado rotulas plásticas. La capacidad a momento de una viga banda se estima de acuerdo a lo especificado en 4.6.1.1.

La resistencia a cortante ultima de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que:

- (a) La requerida por el análisis de la estructura,
- (b) la correspondiente a un elemento con rotulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente manera:

$$\phi_s V_N \geq \frac{M_i^o + M_j^o}{L-d} + V_{ug} \quad (4-16)$$

Dónde:

$M_i$ ,  $M_j$ = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre-resistencia, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. El valor del factor de sobre-resistencia de una rótula plástica,  $\phi^o$ , se calcula como la relación entre la capacidad máxima de momento y la capacidad requerida por el análisis. La capacidad máxima se la obtiene considerando la cuantía real de refuerzo que detallará en los planos. Además se consideran propiedades máximas esperadas

en los materiales (Sec. 4.1.2.6), incluyendo el endurecimiento post-fluencia del acero de refuerzo. La capacidad máxima de momento puede estimarse mediante un análisis momento-curvatura. Alternativamente, se obtendrá de un análisis simplificado de la sección, aplicando un factor de 1.25, para incorporar el endurecimiento post fluencia del acero.

En edificios donde la losa de entrepiso se funde monolíticamente con las vigas, y más aún en edificios con vigas banda, el análisis de la capacidad a momento de las vigas deberá considerar el refuerzo de la franja de losa que aporta resistencia a la viga.

$L$  = longitud entre caras del elemento en flexión, m.

$d$  = altura efectiva del elemento, m.

$V_{ug}$  = cortante a una distancia  $d/2$  correspondiente a la carga muerta no mayorada que actúa sobre el elemento.

La resistencia a cortante última de elementos en flexión-compresión debe ser mayor o igual a la requerida por el análisis de la estructura  $V_e$ , multiplicada por el factor de sobre-resistencia de las vigas que llegan al nudo. Sin embargo, no necesita ser mayor que la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, como se muestra en la ecuación 4.17.

$$\phi_s V_N \geq \phi^o V_E + 0.1 \mu V_{E,base} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_c} \quad (4-17)$$

$H$  = altura libre de la columna, m. y los demás términos fueron definidos anteriormente.

Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexo-compresión en los cuales la resistencia cortante calculada conforme a los incisos de la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 11, represente más del 50% del cortante total de diseño (calculado a partir de todas las combinaciones de carga), no se debe considerar ningún aporte del hormigón a la resistencia a cortante, a menos que la carga axial sea superior a  $0.05 A_g f'_c$  en la combinación de cargas que controla el diseño.

El refuerzo para resistir el cortante debe cumplir con las características señaladas en ACI 318 Capítulo 21.

Estructuras con "columna corta", debidas a muros o paredes que no son continuos del piso al techo, estos elementos deben ser provistos de la resistencia igual o superior al cortante desarrollado al formarse rótulas plásticas en los extremos de la altura libre de la columna corta.

### **C. CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO.**

Los procedimientos de control de calidad en las obras de hormigón armado se ejecutan a través de las acciones de supervisión o inspección, teniendo estas actividades como único objetivo verificar que la estructura cumpla con las normas y reglamentos vigentes de construcción.

Las obras de construcción y los elementos fabricados de hormigón armado deben cumplir con las tolerancias de ubicación, alineamiento, dimensiones y otras especificadas en el documento ACI 117:

“Tolerancias para materiales y construcciones de hormigón”, a menos que estas tolerancias se especifiquen en los documentos del proyecto. El hormigón colocado en toda obra de hormigón armado debe cumplir con la especificación ACI 301 para hormigón estructural.

Al inicio de toda construcción se debe definir claramente cada una de las responsabilidades y facultades de todas las partes involucradas, así se evita la necesidad de precisar quién es el responsable, después de que el hormigón ha sido colocado y ha presentado algún problema.

El personal necesario para realizar un adecuado Control de Calidad del Diseño y Construcción de Obras de Hormigón, se encuentra descrito en el Capítulo 11 “Control y Aseguramiento de la Calidad”. Para tal efecto, este personal debe ser debidamente certificado por el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y se resume a continuación:

- ✓ **Perito en Estructuras de Hormigón Armado:** Ver los requerimientos y ámbito de su accionar en el Capítulo 11 “Control y Aseguramiento de la Calidad”.

Supervisor de Estructuras de Hormigón Armado o con la Certificación ACI como Inspector de Obras de Hormigón: Persona capaz de supervisar

e inspeccionar todas las etapas realizadas durante la construcción de una obra de hormigón armado.

- ✓ **Técnico en Ensayos de Campo del Hormigón:** Persona con los conocimientos y habilidades necesarias para realizar y registrar adecuadamente los resultados de siete ensayos básicos de campo realizados al hormigón en estado fresco. La certificación ACI como Técnico en Ensayos de Campo- Grado I, cubre ampliamente estos requisitos.
- ✓ **Técnico en Pruebas de Resistencia del Hormigón:** Persona con los conocimientos y habilidades necesarias para realizar, registrar, informar y evaluar adecuadamente los resultados de procedimientos de laboratorio relacionados con la determinación del esfuerzo a la compresión y flexión en el hormigón. La certificación ACI como Técnico en Pruebas de Resistencia del Hormigón, cubre ampliamente estos requisitos.
- ✓ **Técnico en Ensayos de Áridos para Hormigón:** Persona que tiene el conocimiento y las habilidades necesarias para realizar, registrar e informar adecuadamente los resultados de procedimientos básicos de campo y laboratorio para áridos. La certificación ACI como Técnico en Ensayos de Agregados-Nivel 1, cumple ampliamente estos requisitos.
- ✓ **Laboratorios de Ensayo:** Los ensayos para el hormigón deben ser realizados por Laboratorios debidamente acreditados por el Organismo de Acreditación Ecuatoriano de acuerdo a la normativa NTE INEN 17025.

#### **D. RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE COLUMNAS**

El propósito del capítulo 21.4.2.2 del ACI es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideren como parte del sistema resistente a fuerzas laterales. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado, ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un  $Pu$  que exceda  $Agfc' / 10$  debe satisfacer la ecuación (21-1).

Las resistencias nominales de vigas principales y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación (21-1).

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (21-1)$$

$\sum M_{nc}$  = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$  = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en 8.10 debe suponerse que contribuye a  $M_{nb}$  siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

El reglamento del año 1995 requería que las resistencias de diseño se compararan en el centro del nudo, lo que normalmente produce resultados similares, pero con un esfuerzo de cálculo mayor.

Al determinar la resistencia nominal a flexión de la sección de una viga principal en flexión negativa (la parte superior en tracción), el refuerzo longitudinal contenido dentro de un ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga, aumenta la resistencia de la viga. Las investigaciones efectuadas en modelos viga-columna bajo cargas laterales indican que el uso de anchos efectivos de losa como los que se definen en 8.10 son estimativos razonables de las resistencias en flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de deriva de piso cercanos al 2% de la altura del piso. Este ancho efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga dintel débil.

Cuando en un nudo no se puede cumplir con lo especificado en 21.4.2.2, se debe ignorar cualquier contribución positiva de la columna o columnas relacionada

con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura. Las contribuciones negativas de la columna o columnas no se deben ignorar. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el cortante basal de diseño. Si la inclusión de aquellas columnas en el modelo analítico da como resultado un aumento en los efectos de torsión, el aumento debiera considerarse como exigido por el reglamento vigente.

## E. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , se presentan en la Tabla 61, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

**Tabla 61** Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresadas como fracción de la altura de piso

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

## 5. PROPUESTA DE DISEÑO

La propuesta de diseño incluye lo siguiente:

- ✓ Proceso de diseño sismo resistente.
- ✓ Determinación del objetivo.
- ✓ Conformación de la estructura resistente.
- ✓ Análisis y diseño del refuerzo longitudinal de las vigas banda y de losa.
- ✓ Diseño de las conexiones losa-columna.

## **A. PROCESO DE DISEÑO SISMORESISTENTE**

Al igual que en el caso de los edificios aporticados, el proceso de diseño sísmo resistente tiene dos grandes etapas, la de diseño y la de revisión de comportamiento inelástico basada en el refuerzo obtenido en la primera etapa. Este es el proceso implícito del código UBC y del capítulo 21 de Código ACI.

### ***ETAPA DE DISEÑO***

- Pre dimensionamiento
- Conformación de la estructura
- Cargas verticales y laterales
- Análisis de la estructura mediante programa computarizado ETABS
- Revisión de desplazamientos (control de derivas de piso DRIFT'S)
- Diseño de elementos: columnas, losas y vigas banda

### ***ETAPA DE REVISION DE COMPORTAMIENTO INELASTICO***

- Columna fuerte – viga equivalente débil
- Losa fuerte en punzonamiento – débil en flexión

## **B. DETERMINACIÓN DEL OBJETIVO**

En zonas de alto riesgo sísmico además de resistir cargas verticales, una estructura debe poseer un sistema resistente a carga lateral, confiable, capaz de permitir deformaciones en el rango inelástico a fin de poder disipar la energía en caso de un sismo severo. Este es el enfoque implícito en todas las versiones de los códigos mencionados anteriormente, para la obtención de las fuerzas laterales estáticas, equivalentes del sismo, las mismas que han sido trabajadas

considerablemente con respecto a aquellas correspondientes a la respuesta elástica. En igual forma, para proceder con un análisis dinámico modal espectral, el espectro de diseño es rebajado por comportamiento inelástico.

La manera de disipar energía a través de la formación de las rotulas plásticas en zonas que no comprometan la estabilidad global de la estructura. En el presente caso, ellas tienen que poder presentarse en las vigas banda y en parte de la losa aledaña.

Entonces, el objetivo es justamente verificar que el comportamiento inelástico pueda tener lugar en las vigas banda, y no en las columnas, peor aún que al intentar fluir el refuerzo de las vigas banda se produzca el punzonamiento de la losa. En otras palabras, el diseño y revisión de la losa-columna, está basado en la filosofía siguiente:

#### **Columna fuerte – losa débil**

Que la capacidad a flexión de las columnas sea mayor que la de las vigas banda + cierto ancho de la losa, que llega al nudo.

#### **Losa fuerte en punzonamiento – losa débil en flexión**

Que la capacidad a punzonamiento de la losa sea mayor que el punzonamiento actuante en base a la carga vertical directa y al momento producido con la fluencia del refuerzo existente en las vigas banda + nervios aledaños, en un ancho  $c_2 + 1.5 h$ , a cada lado de la columna.

Dónde:

$c_2$  = ancho de la columna

$h$  = peralte de la losa

### **C. CONFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA RESISTENTE**

El principal punto de discusión es sobre el ancho efectivo de la losa que se debe tomar para conformar la estructura resistente. Este problema también es para losas sobre vigas grandes, pero es más crítico al ser vigas banda.



Debido a la diferente trayectoria de esfuerzos, la estructura es diferente para resistir cargas verticales que para cargas laterales. En efecto, para las primeras, el ancho colaborante es todo el ancho del pórtico, pero para las segundas, solo una fracción de ese ancho es el que trabaja.

Sobre este punto hay múltiples propuestas, en las que la mayoría llegan a valores que fluctúan entre 0.20 y 0.40 del ancho del pórtico. Para carga sísmica es muy difícil establecer un valor único del ancho colaborante, puesto que este depende del nivel de agrietamiento, del grado de distorsión de la losa respecto de la columna, de la relación peralte de losa/tamaño de la columna, de la relación peralte de columna/luz longitudinal, etc. A este tema Vandebilt, opina que un ancho efectivo de  $1/3$  del ancho del pórtico es suficientemente apropiado para la conformación del pórtico resistente a carga lateral.

#### **D. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA Y REFUERZO LONGITUDINAL**

Por tanto se tiene dos estructuras diferentes, una para resistir cargas verticales y otra para las laterales. Estrictamente, habría que realizar dos análisis, dos diseños, y superponer los armados. El diseño a carga vertical se lo haría con el Método del Pórtico Equivalente, que en realidad es de la Columna Equivalente, y para carga lateral se podría utilizar el Método de la Viga Equivalente, o a su vez un programa computarizado de análisis espacial como es el SAP 2000 o el ETABS.

El realizar los análisis de dos estructuras diferentes, con dos métodos distintos, y luego la superposición de efectos, resulta muy complicado. Al probar algunos ejemplos ante carga vertical, se encuentra que no hay mucha diferencia si se utiliza el Método del Pórtico Equivalente con todo el ancho del pórtico, que si se realiza el análisis espacial de los pórticos, utilizando  $1/3$  del ancho del pórtico. De esta manera, se podría trabajar en una sola estructura, con un solo programa de análisis tridimensional, y las cargas verticales y laterales se las tratarían como dos estados de carga. Esto facilita enormemente el problema con análisis aceptables.

Para la colocación del refuerzo longitudinal para carga vertical, el Comité ACI 318-95 recomienda distribuir los momentos del pórtico equivalente, en franjas de columna y de tramo, y colocar allí el refuerzo correspondiente.

Para carga lateral, el Comité ACI 318-95 recomienda colocar el refuerzo en un ancho  $c_2 + 1.5 h$ , a cada lado de la columna, siendo  $c_2$  el ancho de la columna, y,  $h$  el espesor de la losa.

Respecto de la colocación del refuerzo, una buena recomendación que apareció en versiones pasadas, es que el refuerzo inferior debe ser continuo sobre los apoyos, para poder contar con el efecto de membrana en la losa, y reducir los colapsos progresivos.

Para evitar estos métodos repetitivos y demasiado complicados se utiliza el programa computarizado ETABS el mismo que nos permite analizar estructuras tridimensionales obteniendo resultados aceptables para la resolución y de nuestro tema de investigación.

Este programa nos ayuda calculando los desplazamientos en los nudos de conexión losa – columna para poder chequear si es que la estructura alcanza a sus desplazamientos máximos que es de 0.02. Considerándose en el programa como drift en la dirección  $x$ ,  $y$ .

## **E. DISEÑO DE LA CONEXIÓN LOSA –COLUMNA**

### **LOSA FUERTE EN PUNZONAMIENTO – LOSA DÉBIL EN FLEXIÓN**

El procedimiento general es el mismo que ha recomendado el comité ACI-318 desde hace décadas pasadas, es decir siguiendo el principio de la transmisión de momentos desbalanceados por corte excéntrico. Existen otros enfoques como el de la analogía de la viga, pero en esta investigación se ha decidido seguir el primero, porque forma parte del Código ACI, en el mismo que se fundamenta nuestro Código Ecuatoriano de la Construcción.

Esto consiste en utilizar como momento desbalanceado,  $M_d$ , la capacidad de la viga banda y nervios aledaños, y en segundo lugar, en la forma de obtener los estribos requeridos para punzonamiento.

La transferencia del momento desbalanceado se da por flexión en un porcentaje

$\gamma_f$ , y por corte excéntrico en un porcentaje complementario  $\gamma_v$ .

en lo que se refiere a los segundo, el momento desbalanceado puede obtenerse en base a la carga vertical, a las fuerzas horizontales de cálculo, o a la capacidad de la viga banda con el refuerzo en un ancho  $c_2 + 1.5 h$ , a cada lado de la columna. Este último caso es el que debe ser revisado, para asegurar que el refuerzo colocado pueda fluir antes que se produzca punzonamiento.

El esfuerzo de punzonamiento actuante, debe ser no mayor que el esfuerzo de punzonamiento resistente.

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vu = \frac{Vu}{Ac} + \gamma_v M_d \frac{c}{J}$$

Los parámetros están definidos en el mismo código, únicamente  $M_d$ , merece ser obtenido como se indicó en los párrafos anteriores.

$$\phi Vn \leq \phi 1.59 \sqrt{f'_c} \quad \text{Cuando se usan estribos, } f'_c \text{ en Kg/cm}^2$$

Esto quiere decir que si  $V_u$  supera este valor, no se puede solucionar el problema con estribos, sino que hay que modificar la situación. El cumplimiento de este condicionante constituye el limitante del uso de edificios con vigas banda.

Las formas de modificar la situación pueden apuntar a rebajar el esfuerzo actuante o aumentar el resistente, o a ambos simultáneamente.

- *Rigidizar lateralmente la estructura:* probablemente ya no existiría  $M_d$  por capacidad, sino solo por cálculo, y en todo caso momentos sísmicos más bajos.
- *Ampliar la columna:* aumentar  $Ac$  y  $J/c$
- *Aumentar el peralte de la losa:* aumentar  $Ac$  y  $J/c$ , pero requiere recalcular la estructura con más peso.
- *En columnas exteriores y esquineras, incluir un volado pequeño:* se incrementa  $Ac$  y  $J/c$ . tener presente que no se convierte en una conexión

interior. Únicamente los lados de la sección crítica se extiende hasta el borde de la losa.

- *Incluir un volado grande:* se incrementa  $A_c$  y  $J/c$ . utilizar el menor valor de  $J/c$  obtenido para conexión interior y exterior.
- *Aumentar la resistencia del hormigón:*  $f'_c$

Si la relación  $V_u \leq \phi 1.59\sqrt{f'_c}$  se cumple, se puede pasar a obtener los estribos.

$$\text{El esfuerzo resistente} \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_c \leq 0.53\sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } V_u = V_u A_c$$

$$\text{Y } V_c = V_c A_c$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$A_v = (V_s s) / (f_y d)$$

$A_v$  es el área total de los estribos que rodean a la columna, colocados @  $s$

$A_{v_{rama}} = A_v / \text{número total de ramas @ } s$ , en caso de que se trate de punzonamiento directo. El caso general, que incluye el momento desbalanceado, y cuando este es dominante, las ramas de los estribos no trabajan por igual todas, sino que los estribos que estén oponiendo el momento estarán trabajando a tensión por corte, y los paralelos al momento, a tensión por torsión. De estos últimos, solo son efectivas las ramas exteriores. En las primeras, todas sus ramas tienen la misma tensión.

Se recomienda usar en lo posible al menos doble estribo, cuando el ancho de la viga banda es mayor que dos veces el peralte de la losa, de suerte que al menos dos ramas estén cerca del eje de la columna. Además, de esta forma se evitará usar estribos muy gruesos, que por el poco peralte de la losa no alcanzarían a desarrollar su resistencia.

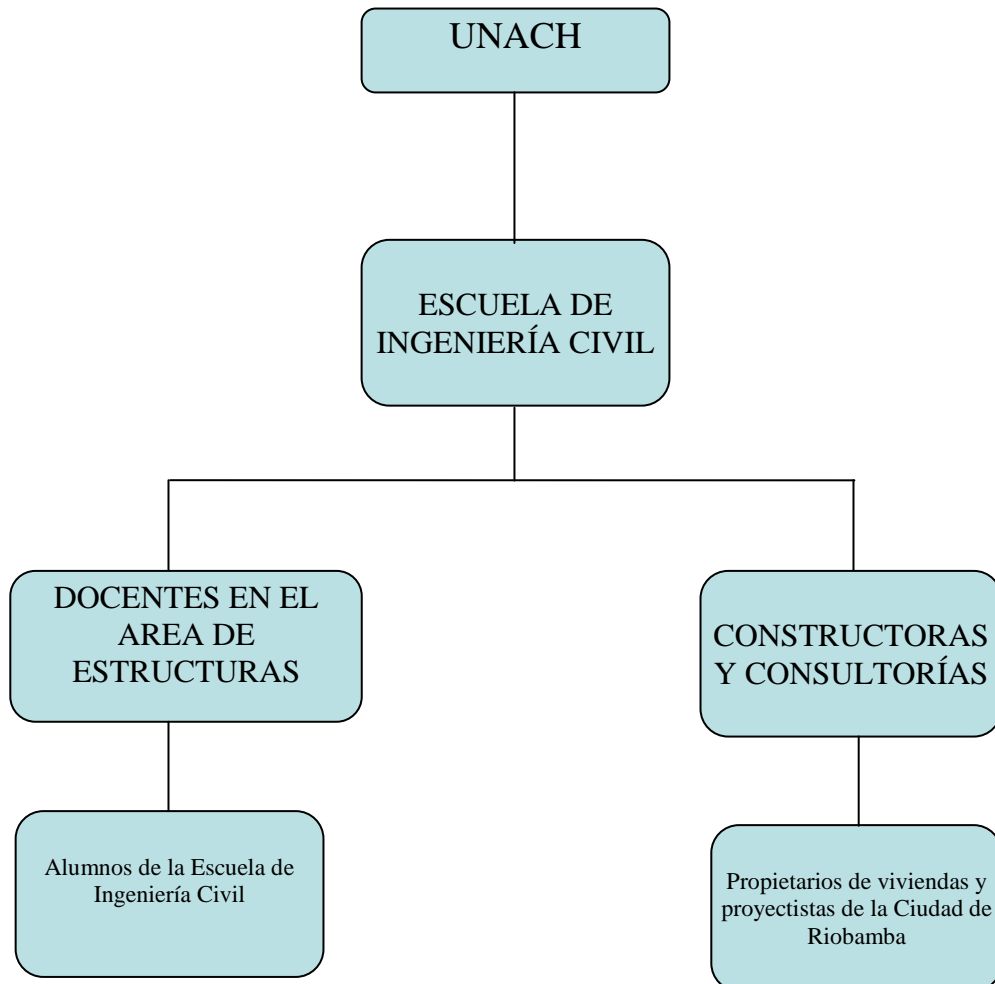
El espaciamiento  $s$  máximo debería ser  $d/4$ , como en vigas descolgadas, aunque sobre esto el código no es explícito.

## COLUMNA FUERTE – LOSA DÉBIL

Siguiendo el criterio indicado en el capítulo 21 del ACI 318, calcular la capacidad a flexión de la losa, usando el refuerzo ubicado en  $c2 + 1.5 h$ , a cada lado de la columna, como la suma de las capacidades negativa a un lado de la columna, más positiva al otro lado. Utilizar como esfuerzo del acero  $\alpha f_y$ .

En el caso de las columnas, se refiere a la capacidad de carga uniaxial, correspondiente a la más baja de las cargas axiales, es decir carga muerta – carga por sismo.

## 6. DISEÑO ORGANIZACIONAL



**Figura No. 68** Organigrama funcional de la propuesta.

Elaborado por: Carlos Núñez

## **7. MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA**

### **A. MONITOREO**

En esta fase nos centraremos en la capacitación que reciban los alumnos de la Escuela de Ingeniería Civil en lo que concierne a la vulnerabilidad sísmica, para que en conjunto docentes y alumnos logren solventar cualquier duda que se tengan en el procedimiento de diseño con requisitos mínimos de cálculo de estructuras sismo resistentes para edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda.

Es importante darle un seguimiento adecuado de cómo se aplicó el método propuesto, en vista de que en esta ciudad se construyen edificaciones de concreto reforzado con losas con vigas banda sin ninguna responsabilidad irrespetando los requisitos mínimos de cálculo que el Código Ecuatoriano de la Construcción nos impone CPE INEN 5.

### **B. EVALUACIÓN**

El proceso de evaluación estará orientado a la recolección de información y del análisis de los resultados posteriores y basados en la presente propuesta, que se obtengan mediante un análisis cualitativo y cuantitativo que nos permita ver las debilidades y falencias a las que se encuentra expuesta las construcciones de la ciudad de Riobamba.

## **IX. BIBLIOGRAFÍA**

1. ACI 318-95, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" Committee 318 American Concrete Institute, Second printing 1996, 369 pp.
2. ACI.318S-05. American Concrete Institute.
3. ACI-ASCE 352-88 "Recommendations for Design of Slab – Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Structures" ACI Structural Journal, Vol-85, No 6, Nov-Dec 1988, pp 675-696.
4. AGUIAR, Roberto. 2007. Factores que influyeron en el daño en el sismo de Colombia de Enero de 1999. Centro de Investigaciones Científicas. ESPE. Ecuador.
5. AGUIAR, Roberto. (2006). Dinámica de Estructuras con Matlab. Quito. Ecuador.
6. ATC3-78, Tentative provisions, Applied Technology Council, 1978.
7. CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (2002). Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y requisitos mínimos de Cálculo para Diseño Sismo-Resistente. CPE INEN 5:2001.
8. CPE INEN 5:2001. Parte 1. Cap. 12
9. CPE INEN 5:1993. Parte 2, parte 3.
10. ING. MARCELO ROMO, Comportamiento De Losas Con Vigas Embebidas Y Con Vigas De Poco Peralte.
11. Darvall Peter and Fred Allen "Lateral Load Effective Width of Flat Plates with Drop Panels" ACI Journal November- December 1984.
12. ING. PATRICIO PLACENCIA ANDRADE M.SC., Diseño sismo resistente de edificios con losas con vigas banda, XI Jornada de Ingeniería Estructural, Universidad Católica Santiago de Guayaquil, octubre 14-17, 1997.

13. ING. VILMA PANCHEZ, proyecto de graduación para la obtención de Ingeniería Civil, Estudio Estadístico Sobre El Cumplimiento De La Normativa De Diseño Estructural Sismo – Resistente, Previo A La Aprobación De Proyectos En El I. Municipio De Riobamba.
14. Moehle, Jack, Michael Kreger, and Roberto Leon. “Background to Recommendation for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections” ACI Structural Journal Vol – 85, No 6, Nov Dec. 1988, pp 636-644.
15. Nichols J R “Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors” Transactions ASCE V77 1914 pp 1670 – 1736 with Discussion by A.C. Turner.
16. PABLO CAIZA SÁNCHEZ, ING. M.SC, Aprender A Través De La Práctica, manual de ETABS.
17. Placencia Patricio “Seguridad de las estructuras aporricadas de Hormigón Armado antes sismos Fuertes: Diseño de las conexiones viga columna” memorias de las III Jornadas de Ingeniería Estructural realizadas en Guayaquil en Mayo de 1987.
18. Placencia Patricio “Diseño Antisísmico: Verificaciones de comportamiento Inelástico” boletín Técnico del CICP, junio de 1989, y memorias del IV encuentro de Ingeniería Estructural realizado en Quito del 18 al 21 de Octubre de 1989.
19. Robertson Ian and Ahmad Durrani “Gravity Effect on Seismic Behavior of interior Slab – Connections” ACI Structural Journal January-February 1992 pp 37 – 45.
20. Sismicidad histórica del Ecuador. Disponible en: [www.geoslac.org/memorias2/memorias/.../sismicidad\\_h\\_ecuador.pdf](http://www.geoslac.org/memorias2/memorias/.../sismicidad_h_ecuador.pdf).
21. UBC-85, “Uniform Building Code,” International Conference of Building Officials, Whittier, 1985, 817 pp.
22. UBC-94 “Uniform Building Code”, International Conference of Building Officials, Whittier, 1994.



23. Vanderbilt, Daniel, and Gene Corley. "Frame Analysis of Concrete Buildings"  
ACI Concrete international December 1983 pp 33-43.