



**ESPE**

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y  
LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:** DESARROLLO DE UNA GUÍA DE APLICACIÓN DEL  
CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO  
SISMORRESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA  
CONSTRUCCIÓN (NEC)

**AUTORES:**

GIULIANNA ESTEFANÍA CHANG SALTOS

DANIEL SEBASTIÁN SUÁREZ PÉREZ

**DIECTOR:** ING. ESTUARDO PENAHERRERA

**CODIRECTOR:** ING. BLANCA CHAVEZ

**SANGOLQUI**

**2015**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE****INGENIERÍA CIVIL****CERTIFICADO**

ING. ESTUARDO PEÑAHERRERA E ING. BLANCA CHÁVEZ

**CERTIFICAN**

Que el trabajo titulado “DESARROLLO DE UNA GUÍA DE APLICACIÓN DEL CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)” realizado por Julianna Chang y Daniel Suárez, ha sido guiada y revisada periódicamente y cumple normas estatutarias establecidas por la ESPE, en el Reglamento de Estudiantes de la Escuela Politécnica del Ejército.

Debido a que se trata de un trabajo de investigación, recomiendan su publicación.

El mencionado trabajo consta de un documento empastado y un disco compacto el cual contiene los archivos en formato portátil de Acrobat (pdf). Autorizan a Julianna Chang y Daniel Suárez que lo entreguen al Dr. Ing. Pablo Caiza, en su calidad de Director de la Carrera.

Sangolquí, 10 de mayo de 2015

---

Ing. Estuardo Peñaherrera.

DIRECTOR

Ing. Blanca Chávez

CODIRECTOR

## **CERTIFICACIONES**

### **UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE INGENIERÍA CIVIL**

#### **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Giulianna Estefanía Chang Saltos

Daniel Sebastián Suárez Pérez

#### **DECLARAMOS QUE:**

El proyecto de grado denominado “DESARROLLO DE UNA GUÍA DE APLICACIÓN DEL CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es nuestra autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, 10 de mayo de 2015

---

Giulianna Estefanía Chang Saltos

---

Daniel Sebastián Suárez Pérez

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE**

**INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

Nosotros:

Giulianna Estefanía Chang Saltos

Daniel Sebastián Suárez Pérez

Autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE la publicación, en la biblioteca virtual de la institución del trabajo “DESARROLLO DE UNA GUÍA DE APLICACIÓN DEL CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, 10 de mayo de 2015

---

Giulianna Estefanía Chang Saltos

---

Daniel Sebastián Suárez Pérez

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mi padre que ha luchado siempre por estar  
a mi lado y hacer de mí una persona de bien.

A mis abuelos, por haber cuidado de mí y ayudarme a entender  
hacia donde debo llegar.

A mi familia, que siempre ha estado a mi lado.

Giulianna Estefanía Chang Saltos

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres por enseñarme a tener sueños e  
ir en busca de ellos con pasión,  
dedicación y felicidad.

Daniel Sebastián Suárez Pérez

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por su amor y sabiduría.

A mis profesores que me dieron el conocimiento necesario para llegar hasta aquí. Al Ing. Pablo Gómez por el conocimiento brindado durante todo este tiempo. Y en especial a mi Director y Codirector de tesis por sus consejos y guías.

Giulianna Estefanía Chang Saltos

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi familia por el amor de cada día.

A Becker por un sobrino espectacular y enseñarme el valor de luchar por algo.

A Bryan por enseñarme que no hay que caminar sino volar para alcanzar las metas y tener una vida trascendental.

A mis amigos con los que he crecido y aprendido a valorar cada segundo.

Daniel Sebastián Suárez Pérez

## INDICE

CERTIFICADO.....	ii
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación del Proyecto.....	3
1.3 Objetivos Generales.....	4
1.4 Objetivos Específicos.....	4
1.5 Estructura Analizada.....	5
1.6 Configuración Estructural.....	6
1.7 Materiales y Secciones.....	7
CAPÍTULO 2.....	8
2.1 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE CUATRO PISOS UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	8
2.1 Definición.....	9
2.1.1 Principios del diseño sismorresistente.....	10
2.1.2 Bases del diseño sismorresistente.....	10
2.1.3 Carga sísmica y condición del suelo.....	11
2.1.3.1 Factor de zona sísmica Z.....	11
2.1.4 Perfil del Suelo.....	14
2.1.4.1 Tipos de perfiles de Suelo.....	14
2.1.4.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs.....	16
2.1.5 $\eta$ : relación entre la aceleración espectral y el periodo de retorno.....	18

2.1.6 Componentes horizontales de la carga sísmica.....	19
2.1.6.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración $S_a(T_a)$ .....	19
2.1.7 Combinación de los componentes horizontales .....	22
2.1.8 Categoría del edificio y coeficiente de importancia .....	23
2.1.8.1 Categoría de las edificaciones.....	23
a. Edificaciones Esenciales: .....	23
b. Estructuras de Ocupación especial: .....	23
c. Otras estructuras:.....	24
2.1.8.2 Configuración Estructural.....	25
a) Estructuras regulares:.....	25
b) Estructuras Irregulares:.....	26
2.1.9 Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	27
2.1.9.1 Criterios para la definición de R.....	28
2.1.9.2 Coeficiente K.....	30
2.1.10 Límites de las derivas de piso.....	31
2.1.11 Carga sísmica reactiva W .....	32
2.1.12 Procedimiento de cálculo de Fuerzas Estáticas.....	33
2.1.12.1 Cortante Basal de Diseño .....	33
2.1.12.2 Periodo de Vibración .....	33
2.2 Modelamiento de la estructura.....	36
2.2.1 Configuración en planta de la estructura .....	36
2.2.2 Configuración en elevación de la estructura .....	39
2.2.3 Análisis de cargas .....	40
2.2.3.1 Carga Permanente .....	40
2.2.3.1 Carga Viva.....	41
2.2.4 Combinaciones de carga .....	44
2.2.5 Propiedades de las secciones .....	46

2.2.5.1 Sistema de Entrepiso .....	46
2.2.5.2 Columnas .....	48
2.2.5.3 Vigas.....	49
2.2.5.4 Viguetas.....	51
2.2.5.5 Modelo matemático .....	52
2.3 Aplicación del Método Estático Equivalente .....	53
2.3.1 Cálculo de W .....	54
2.3.2 Factor de Zona sísmica Z .....	54
2.3.3 Perfil del Suelo .....	55
2.3. 4 Coeficientes de perfil del suelo .....	57
2.3.4.1 Fa.....	57
2.24.4.2 Fd.....	57
2.3.4.3 Fs.....	58
2.3.5 $\eta$ . .....	58
2.3.6 r, Tipo de suelo.....	58
2.3.7 Tipo de Uso e Importancia de la Estructura .....	59
2.3.8 Configuración en planta y elevación.....	59
2.3.9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	60
2.3.10 Periodo de Vibración .....	61
2.3.11 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración $S_a(T_a)$ .....	61
2.3.12 Cortante Basal de diseño.....	61
2.4 Control de derivas de piso .....	65
2.4.1 Deriva Elástica Sentido X.....	66
2.4.1.1 Deriva Inelástica Sentido X.....	66
2.4.1.2 Deriva Elástica Sentido Y.....	67
2.4.1.3 Deriva Inelástica Sentido Y .....	67
2.5 Diseño de pórtico sentido X .....	68

2.5.1	Diseño de Columnas.....	68
2.5.2	Análisis de esbeltez y pandeo de columnas.....	68
2.5.3	Condición de esbeltez.....	69
2.5.4	Inercia de los elementos.....	70
2.5.2	Ubicación en planta y elevación de la columna.....	70
2.5.2.1	Momentos y Cargas de la Columna.....	72
2.5.2.3	Calculo de rigidez.....	75
2.5.2.5	Armado por diseño a flexocompresión Uniaxial.....	79
2.5.2.6	Armado Transversal en Columnas.....	80
2.6	Diseño de Vigas.....	86
2.6.1	Parámetros de diseño.....	87
2.6.2	Diseño del Acero Transversal.....	92
2.6.2.1	Restricciones para el $V_s$ .....	94
2.6.2.2	Cálculo del acero del estribo $A_v$ .....	94
2.6.2.3	Separación de Estribos.....	95
2.6.3	Diseño Conexión Viga-Columna.....	96
CAPÍTULO 3.....		105
3. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE UTILIZANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....		105
3.1.	Definición.....	105
3.2.	Análisis de Colapso ( <i>Pushover</i> ).....	106
3.2.1.	Pushover Tradicional.....	108
3.2.2	Patrón de cargas laterales.....	110
3.2.3	Curva de capacidad.....	111
3.2.4.	Desplazamiento esperado.....	111
CAPÍTULO 4.....		113

4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE OCHO PISOS UTILIZANDO EL ANÁLISIS MODA ESPECTRAL.....	113
4.1 Definición.....	113
4.1.1 Análisis eigenvector .....	114
4.2 Modelamiento de la estructura.....	116
4.2.1 Configuración en planta de la estructura .....	116
4.2.2 Configuración en elevación de la estructura .....	116
4.2.3 Modelo matemático .....	118
4.3 Aplicación del Análisis Modal Espectral .....	119
4.3.1 Parámetros para la obtención del Espectro del NEC-SE.....	119
4.4 Control de derivas de piso .....	124
4.4.1 Deriva Inelástica Sentido X.....	124
4.5 Control de Modos de Vibración.....	126
4.6 Diseño de Pórtico Sentido X .....	127
4.7 Diseño de Vigas .....	129
CAPÍTULO 5.....	131
5. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE DOCE PISOS UTILIZANDO EL ANÁLISIS LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO.....	131
5.1 Definición.....	131
5.1.1 Registros de aceleración.....	132
5.2 Modelamiento de la estructura.....	133
5.2.1 Configuración en planta de la estructura .....	133
5.2.2 Configuración en elevación de la estructura .....	133
5.2.3 Modelo matemático .....	136
5.3 Aplicación del Análisis lineal de historia en el tiempo .....	137
5.3.1 Sismos utilizados para escalamiento.....	141

5.3.2 Procedimiento para el Escalamiento .....	142
5.3.2.1 Sitios con distancias superiores a 10km de fallas activas .....	143
5.3.2.2 Sitios con distancias inferiores a 5 km de fallas activas .....	147
5.4 Control de derivas de piso .....	151
5.4.1 Deriva Inelástica Sentido X .....	151
5.4.2 Deriva Inelástica Sentido Y .....	152
5.5 Control de Modos de Vibración.....	153
5.6 Diseño de pórtico sentido.....	154
5.6.1 Diseño de Columnas .....	154
5.6.2 Diseño de Vigas .....	157
CAPÍTULO 6.....	159
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	159
6.1 Conclusiones .....	159
6.2. Recomendaciones.....	160
7. BIBLIOGRAFÍA.....	162

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1.- UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....</b>	<b>6</b>
<b>FIGURA 2.- DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA. ....</b>	<b>9</b>
<b>FIGURA 3.- ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO Y VALOR DE FACTOR DE ZONA Z. ....</b>	<b>12</b>
<b>FIGURA 4.- ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIÓN QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO .....</b>	<b>20</b>
<b>FIGURA 5.- CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS.....</b>	<b>25</b>
<b>FIGURA 6.- CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES NO RECOMENDADAS. ..</b>	<b>26</b>
<b>FIGURA 7.- CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA N-2.88.....</b>	<b>36</b>
<b>FIGURA 8.- CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA N+0.00 .....</b>	<b>37</b>
<b>FIGURA 9.- CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 10.- CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA. ....</b>	<b>39</b>
<b>FIGURA 11.- DEMOSTRACIÓN DE LA COLUMNA QUE ABSORBE MAYOR ÁREA TRIBUTARIA.....</b>	<b>42</b>
<b>FIGURA 12.- DETALLE DEL SISTEMA DE ENTREPISO. ....</b>	<b>47</b>
<b>FIGURA 13.- SECCIÓN DE COLUMNA DEFINIDA EN EL PROGRAMA.....</b>	<b>48</b>
<b>FIGURA 14.- PROPIEDADES DE LA COLUMNA.....</b>	<b>49</b>
<b>FIGURA 15.- SECCIÓN DE LA VIGA DEFINIDA EN EL PROGRAMA. ....</b>	<b>50</b>
<b>FIGURA 16.- PROPIEDADES DE LA VIGA. ....</b>	<b>50</b>
<b>FIGURA 17.- SECCIÓN DE LA VIGUETA DEFINIDA EN EL PROGRAMA.....</b>	<b>51</b>
<b>FIGURA 18.- INFORMACIÓN ASIGNADA A LAS VIGUETAS. ....</b>	<b>52</b>
<b>FIGURA 19.- MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO DE 4 PISOS.....</b>	<b>53</b>
<b>FIGURA 20.- CONFIGURACIÓN ESTRUCTURALES RECOMENDADAS .....</b>	<b>59</b>
<b>FIGURA 21.- GRÁFICO DERIVAS SENTIDO X.....</b>	<b>66</b>
<b>FIGURA 22.- DERIVAS SENTIDO Y. ....</b>	<b>67</b>
<b>FIGURA 23.- UBICACIÓN DE LA COLUMNA EN ELEVACIÓN.....</b>	<b>71</b>
<b>FIGURA 24.- SECCIONES DE COLUMNA Y VIGA. ....</b>	<b>71</b>
<b>FIGURA 25.- SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.....</b>	<b>81</b>
<b>FIGURA 26.- COLUMNA EJE 3B.....</b>	<b>83</b>
<b>FIGURA 27.- PÓRTICO DE ANÁLISIS.....</b>	<b>86</b>
<b>FIGURA 28.- DIAGRAMA DE MOMENTOS CARGA, MUERTA, VIGA N+2.88.....</b>	<b>88</b>
<b>FIGURA 29.- DIAGRAMA DE MOMENTOS CARGA, VIVA, VIGA N+2.88.....</b>	<b>88</b>

<b>FIGURA 30.-</b> DIAGRAMA DE MOMENTOS CARGA SÍSMICA VIGA N+2.88.....	88
<b>FIGURA 31.-</b> VIGA DIVIDIDA EN SECCIONES.....	89
<b>FIGURA 32.-</b> VIGAS ARMADAS SEGÚN LOS DIFERENTES VANOS.....	92
<b>FIGURA 33.-</b> PÓRTICO EJE 3.....	100
<b>FIGURA 34.-</b> COMPROBACIÓN DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.....	103
<b>FIGURA 35.-</b> CURVA DE CAPACIDAD.....	107
<b>FIGURA 36.-</b> CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	116
<b>FIGURA 37.-</b> ESQUEMA DE LA EDIFICACIÓN.....	117
<b>FIGURA 38.-</b> MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO DE 4 PISOS.....	118
<b>FIGURA 39.-</b> ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE ACELERACIONES SIN CONSIDERAR EL RAMAL IZQUIERDO.....	122
<b>FIGURA 40.-</b> INGRESO DEL ESPECTRO INELÁSTICO.....	122
<b>FIGURA 41.-</b> CASO DE CARGA ESPECTROX.....	123
<b>FIGURA 42.-</b> DERIVA ELÁSTICA SENTIDO X.....	124
<b>FIGURA 43.-</b> DERIVA ELÁSTICA SENTIDO Y.....	125
<b>FIGURA 44.-</b> CUANTÍAS VIGAS N+2.88.....	129
<b>FIGURA 45.-</b> CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	134
<b>FIGURA 46.-</b> ESQUEMA DE LA EDIFICACIÓN.....	135
<b>FIGURA 47.-</b> MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO DE 12 PISOS.....	136
<b>FIGURA 48.-</b> ESPECTRO DE DISEÑO.....	140
<b>FIGURA 49.-</b> ACELERACIÓN ESPECTRAL Y PROMEDIO REGISTROS SRSS.....	145
<b>FIGURA 50.-</b> COMPARACIÓN PROMEDIO Y ESPECTRO NEC.....	146
<b>FIGURA 51.-</b> <i>ESPECTRO DE DISEÑO</i> .....	147
<b>FIGURA 52.-</b> ACELEROGRAMA COMPONENTE NORMAL DE HISTORIA 1.....	149
<b>FIGURA 53.-</b> DEFINICIÓN DE CASO DE HISTORIA EN EL TIEMPO 1.....	150
<b>FIGURA 54.-</b> DERIVA ELÁSTICA SENTIDO X.....	151
<b>FIGURA 55.-</b> DERIVA ELÁSTICA SENTIDO Y.....	152
<b>FIGURA 56.-</b> DERIVAS ELÁSTICAS -ANÁLISIS LINEAL HISTORIA EN EL TIEMPO.....	153
<b>FIGURA 57.-</b> CUADRO MODOS DE VIBRACIÓN.....	154

## **INDICE DE TABLAS**

<b>TABLA 1.- VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA</b>	
ADOPTADA.....	13
<b>TABLA 2.- CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO.....</b>	15
<b>TABLA 3.- TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA.....</b>	16
<b>TABLA 4.- TIPO DE SUELO Y FACTOR DE SITIO FD.....</b>	17
<b>TABLA 5. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE COMPORTAMIENTO</b>	
INELÁSTICO DEL SUBSUELO FS.....	18
<b>TABLA 6.- TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. ..</b>	24
<b>TABLA 7.- COEFICIENTE R PARA SISTEMA ESTRUCTURALES DÚCTILES. ..</b>	29
<b>TABLA 8.- COEFICIENTE R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DE</b>	
DUCTILIDAD LIMITADA.....	30
<b>TABLA 9.- VALORES K.....</b>	30
<b>TABLA 10.- VALORES DE <math>\Delta M</math> MÁXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCIÓN</b>	
DE LA ALTURA DE PISO.....	31
<b>TABLA 11.- ESQUEMA DE LA EDIFICACIÓN. ....</b>	40
<b>TABLA 12.- VALOR DE CARGA VIVA DE ACUERDO CON LA OCUPACIÓN</b>	
O EL USO. ....	41
<b>TABLA 13.- FACTOR DE SOBRECARGA DEL ELEMENTO DE SOPORTE. ....</b>	43
<b>TABLA 14.- VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA</b>	
ADOPTADA.....	55
<b>TABLA 15.- CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO.....</b>	56
<b>TABLA 16.- TIPOS DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA.....</b>	57
<b>TABLA 17.- TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FD.....</b>	57
<b>TABLA 18.- TIPO DE PERFIL DEL SUBSUELO FS.....</b>	58
<b>TABLA 19.- TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. ....</b>	59
<b>TABLA 20.- COEFICIENTE R PARA SISTEMA ESTRUCTURALES DÚCTILES. ..</b>	60
<b>TABLA 21.- TIPO DE CARGA REACTIVA W. ....</b>	63
<b>TABLA 22.- CÁLCULO.....</b>	64
<b>TABLA 23.- CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL UTILIZANDO EL</b>	
MÉTODO 2, SENTIDO X.....	64

<b>TABLA 24.- CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL UTILIZANDO EL MÉTODO 2, SENTIDO Y.....</b>	<b>65</b>
<b>TABLA 25.- CARGA DE LAS COLUMNAS.....</b>	<b>72</b>
<b>TABLA 26.- MOMENTOS EN CABEZA Y PIE DE COLUMNA.....</b>	<b>72</b>
<b>TABLA 27.- CUADRO DE ÁREAS. ....</b>	<b>82</b>
<b>TABLA 28.- ESPACIAMIENTO ADOPTADO. ....</b>	<b>82</b>
<b>TABLA 29.- LONGITUD MÍNIMA.....</b>	<b>83</b>
<b>TABLA 30.- RESUMEN DE ARMADURA, COLUMNA EJE 3-C, 3D.....</b>	<b>84</b>
<b>TABLA 31.- RESULTADOS DE LAS COMBINACIONES DE MOMENTOS DE VIGA N+2.88.....</b>	<b>89</b>
<b>TABLA 32.- ARMADURA CALCULADA EN CADA TRAMO DE LA VIGA.....</b>	<b>91</b>
<b>TABLA 33.- PARÁMETROS PARA OBTENER EL SA.....</b>	<b>119</b>
<b>TABLA 34.- RESULTADO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL.....</b>	<b>120</b>
<b>TABLA 35.- VALORES DE PERÍODO Y ACELERACIÓN ESPECTRAL.....</b>	<b>121</b>
<b>TABLA 36.- CONTROL DE MODOS.....</b>	<b>126</b>
<b>TABLA 37.- DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>127</b>
<b>TABLA 38.- PERÍODO Y ACELERACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>138</b>
<b>TABLA 39.- REGISTRO DE SISMOS PARA ANÁLISIS.....</b>	<b>141</b>
<b>TABLA 40.- FACTORES DE ESCALAMIENTO.....</b>	<b>144</b>
<b>TABLA 41.- DISEÑO DE PÓRTICO SENTIDO X.....</b>	<b>155</b>

## RESUMEN

La presente guía de aplicación del Capítulo de Riesgo Sísmico y Diseño Sismorresistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC muestra el proceso de análisis según tres métodos: estático lineal, modal espectral y de historia en el tiempo. Los cuales son aplicados en una estructura de cuatro, ocho y doce pisos respectivamente. El análisis estático lineal consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante un sistema de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias, procedimiento que se obtiene con un cortante basal con factores, según la NEC. Se aplica en la estructura de cuatro pisos. El código también tiene la opción de utilizar el análisis estático no lineal o pushover, se utiliza para estructuras irregulares. Se utiliza también el análisis modal espectral ya que el espectro es fácilmente generalizable. La ventaja es que determina espectros envolventes que representan la sismografía del lugar de la estructura de análisis y evita realizar combinaciones a partir de cálculos de múltiples acelerogramas, este análisis determina modos de vibración para comprender el comportamiento de la estructura. Se aplica para la edificación de ocho pisos. Finalmente el análisis tiempo-historia es un proceso paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura a una carga específica que varía con el tiempo. Se obtiene escalando registros sísmicos de otros lugares y adaptándolos con un factor de escala al lugar de estudio.

### **PALABRAS CLAVE:**

- **GUÍA**
- **APLICACIÓN**
- **NORMA NEC**
- **DISEÑO SISMORRESISTENTE**
- **ESTRUCTURA**

## **SUMMARY**

*This application guide chapter of seismic risk and earthquake resistant design of the Ecuadorian NEC standard building process analysis is shown in three methods such as linear static analysis, modal spectral analysis, and history at the time. Which are applied in a structure of four, eight, and twelve stories respectively, will compare drifts and behavior of the structure. The linear static analysis is to outline the seismic excitation by system proportional to gravitational loads static forces applied to structures of regular patterns of distribution of rigidities and masses in both elevation and plan, this procedure is performed when a shear is obtained basal factors that are given by the NEC and is applied in the four-story structure must be able to withstand forces in any horizontal direction. The code also has the option of using nonlinear static pushover analysis or used for irregular structures, but you can use the spectral modal analysis and seismic spectra that are easily generalizable, the advantage of this method is that it allows determining envelope spectra representing seismography site structure analysis and avoids making combinations from calculations of multiple accelerograms, the spectral modal analysis modes useful vibration is determined to understand the behavior of the structure, this method is applied for building eight floors. Finally, the time-history analysis is a step of the dynamic response of a structure to a specific charge that varies with time, which is obtained by scaling seismic records elsewhere and adapting them to a scale factor to the test site analysis.*

### **KEYWORDS:**

- **GUIDE**
- **OPERATION**
- **NEC**
- **EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN**
- **STRUCTURE**

# CAPÍTULO 1

## 1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

### 1.1 Introducción

Uno de los factores más importantes que ocasionan la pérdida de miles de vidas en Ecuador es la falta de conciencia al momento de realizar un diseño estructural sin tomar en cuenta el peligro sísmico que puede estar expuesto en cualquier momento.

El capítulo dos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015 plantea procedimientos y requisitos que se determinan tomando en cuenta la zona sísmica del Ecuador, es decir, donde se va a construir la estructura, el tipo de uso que va a ser destinada la estructura, el tipo de sistema, la configuración estructural y características del suelo.

Es importante que para estructuras de uso normal el diseño pueda soportar los desplazamientos laterales incluidos por el sismo de diseño. Con las fuerzas sísmicas que se plantean en la Norma Ecuatoriana de la Construcción se pretende obtener una resistencia mínima de diseño para las estructuras, y debe encontrarse al alcance de los diseñadores proporcionándoles una herramienta adecuada para su trabajo utilizando conceptos actuales de sísmica.

El concepto de mantener vidas impidiendo el colapso de las edificaciones aún se mantiene, al igual que de proteger las estructuras de ocupación especial y mantener su funcionalidad ante un sismo de gran escala. Aunque ahora en el mundo se procura proteger también la propiedad y es hacia donde deben dirigirse los futuros requisitos de diseño en las siguientes normas de construcción.

Con la presente tesis lo que se demuestra es cómo se realiza la aplicación de los criterios de Ingeniería Sísmica, con varias formas de cálculo como son el método estático lineal, el análisis estático no lineal "*Pushover*", el análisis modal espectral, y método de historia en el tiempo en el rango elástico. Todas estas formas de análisis son aceptadas y recomendadas en el NEC según el tipo de estructura que se esté analizando.

Los criterios de aplicación de los diferentes métodos que se exponen en el presente documento varían según el número de pisos que puede tener la estructura, la configuración en planta o elevación, detalles que se describen en el transcurso del siguiente escrito.

Muchos parámetros de diseño también se detallan como por ejemplo la zonificación sísmica que se introducen clasificando provincias, ciudades, sectores de acuerdo a un estudio estadístico.

Finalmente lo que se pretende conocer es la guía práctica del diseño sismorresistente con la actual norma. Un alto porcentaje de edificaciones actuales son construidas sin una guía profesional que permita tener la seguridad de su comportamiento ante un evento sísmico, al realizar este

proyecto para la aplicación del capítulo dos se aporta a su socialización para la continua aplicación de la norma, así en Ecuador se busca concienciar del porqué es necesario la guía profesional, y los profesionales de la construcción pueden responder a estas demandas.

## **1.2 Justificación del Proyecto**

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda mediante Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015, publicado en el Registro Oficial N°413, dispuso la aplicación obligatoria en todo el país de 10 capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC.

Este acuerdo obliga a todos los ingenieros civiles, empresas e instituciones públicas y privadas que desempeñan sus funciones en el análisis y diseño de estructuras aplicar el capítulo referente a Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismorresistente.

Es importante acotar que la aplicación de la norma varía de acuerdo a la altura de la estructura es por esto que se realizan varios análisis con el fin de presentar los diferentes métodos de cálculo.

Uno de los problemas más importantes dentro de la construcción en nuestro país es la peligrosidad sísmica, por lo que se desarrolla el capítulo dos de la nueva norma ecuatoriana de la construcción y es necesario aplicarla de la mejor manera dentro de todo tipo de edificaciones con diferente altura.

Los ingenieros civiles dedicados al diseño de estructuras tienen que capacitarse para prevenir los eventos sísmicos que pueden producirse, esto se realiza con el estudio constante, la presente tesis es para contribuir a los profesionales que requieren familiarizarse con la nueva norma.

### **1.3 Objetivos Generales**

- Desarrollar una guía de aplicación del capítulo de peligro sísmico y requisitos de diseño sismorresistente de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC).

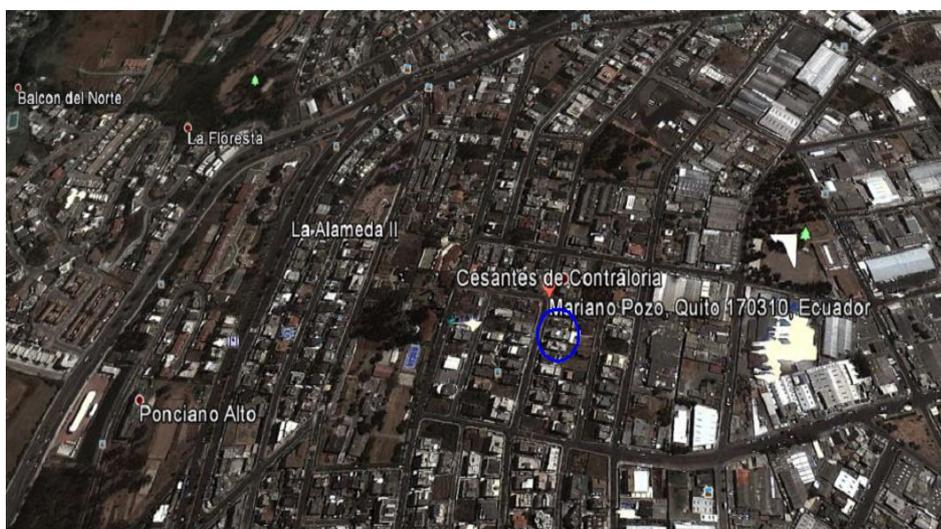
### **1.4 Objetivos Específicos**

- Modelar las estructuras utilizando el programa ETABS.
- Modelar muros de contención con elementos finitos para la estabilidad de la estructura.
- Verificar las derivas de piso que no excedan el 2% en las tres estructuras.
- Comprobar comportamiento de los tres primeros modos de vibración en las edificaciones de 8 y 12 pisos.
- Determinar la acción sísmica para el edificio de 4 pisos utilizando el método estático equivalente lineal y no lineal.
- Determinar la acción sísmica para el edificio de 8 pisos utilizando el método estático no lineal.
- Determinar la acción sísmica para el edificio de 8 pisos utilizando el análisis modal espectral.
- Determinar la acción sísmica para el edificio de 8 pisos utilizando el análisis de historia en el tiempo lineal.

- Determinar la acción sísmica para el edificio de 12 pisos utilizando el análisis modal espectral.
- Determinar la acción sísmica para el edificio de 12 pisos utilizando el método de historia en el tiempo lineal.
- Presentar una guía de aplicación del capítulo dos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Usar una metodología para la elaboración del proyecto que consiste en descomponer el objeto de estudio dividiendo cada una de las partes del tema general para estudiarlas en forma individual y detallar cada análisis que se está realizando y los factores que intervienen en el proceso.
- Trabajar con un proyecto real, el mismo al que se le incrementa el número de pisos para tener las tres alternativas.
- Obtener información geológica, materiales, descripción geométrica y estructural, estudios preliminares, etc. En general, un conocimiento detallado sobre el proyecto a realizar.
- Recopilar información teórica necesaria para realizar los métodos y análisis propuestos, basándose en libros, publicaciones y todo lo referente al análisis sísmico de estructuras.

### **1.5 Estructura Analizada**

La ubicación del edificio Lizziantus es en el Carcelén Alto en el sector Norte de Quito lo cual es importante tomar en cuenta por varios factores para determinar las cargas sísmicas que van afectar su comportamiento.



**Figura 1.-** *Ubicación de la edificación.*

Las características del edificio son principalmente que cuenta con cuatro, ocho, y doce pisos con un subsuelo cada uno. Se realizan tres tipos de edificios con diferente altura para poder aplicar los diferentes análisis sísmicos que nos permita efectuar el capítulo dos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

### **1.6 Configuración Estructural**

La configuración estructural es de forma regular tanto en planta como en elevación lo cual se debe tomar en cuenta para cada uno de los análisis, en los capítulos se detallan las diferentes configuraciones y distribuciones que tiene cada edificación.

## **1.7 Materiales y Secciones**

El material principal utilizado es hormigón armado tanto en columnas como vigas principales, estos elementos tienen secciones rectangulares. Los diafragmas de igual manera son de hormigón armado pero estos solo se los utilizará para las estructuras de mayor altura como son la de ocho y doce pisos que requieren análisis modal espectral e historia en el tiempo. Estos elementos se encuentran distribuidos en zonas que no afectan la arquitectura y generan mayor rigidez a la estructura.

La losa de entrepiso estará conformada por una placa colaborante apoyada sobre viguetas metálicas. Sobre la placa colaborante se fundirá una loseta de hormigón reforzada con una malla electrosoldada.

## **CAPÍTULO 2**

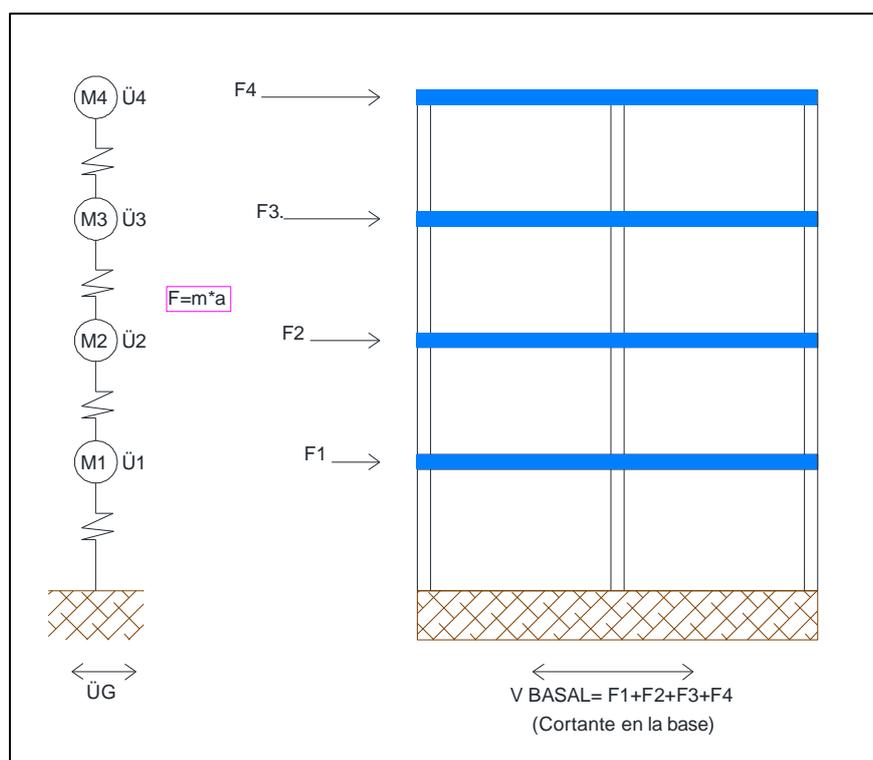
### **2.1 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE CUATRO PISOS UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE**

En este capítulo se presenta la aplicación del método estático equivalente para la estructura en análisis. Se detalla la selección de cada uno de los factores que intervienen en el cálculo del cortante basal, específicamente en establecer el correcto factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  para el sistema estructural con el que se va a diseñar. Se presenta en los análisis las cargas permanentes de la estructura, la obtención del cortante basal, el modelamiento de la estructura y el diseño de vigas interiores y exteriores así como también el diseño de columnas interiores y exteriores de los pórticos más críticos.

Para el análisis mencionado se presentará las diferentes consideraciones que se deben tener en cuenta para el desarrollo y aplicación del mismo, mostrando cada una de las características específicas que requiere el análisis estructural.

## 2.1 Definición

El Método Estático consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta. Las estructuras se diseñan para ser capaces de resistir fuerzas aplicadas en cualquier dirección horizontal.



**Figura 2.-** Distribución de fuerza sísmica.

La NEC (2015) establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios en la filosofía de la Norma.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

### **2.1.1 Principios del diseño sismorresistente**

El principio fundamental del diseño sismorreistente es evitar la pérdida de vidas, la estructura no debería colapsar ni causar daños graves causados por movimientos sísmicos que puedan ocurrir en el sitio.

La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables. Asegurar la continuidad de los servicios básicos evitando daños significativos en elementos estructurales.

### **2.1.2 Bases del diseño sismorresistente**

En el caso de edificios, la respuesta a solicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos. Los procedimientos y requisitos descritos en la NEC (2015) determinan las siguientes consideraciones:

- El factor de zona **Z** correspondiente a la zona sísmica del Ecuador donde se encuentre la estructura, y las curvas de peligro sísmico.
- Las características del suelo del sitio de construcción del edificio.

- Tipo de uso, destino e importancia.
- Estructuras de uso normal: se diseñaran para que puedan soportar desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la ductilidad, la respuesta inelástica, la redundancia y la sobre resistencia estructural inherente de la estructura.
- Estructuras de uso Especial o Esencial: se diseñaran para que puedan trabajar en el rango inelástico para diferentes niveles de sismos.

### **2.1.3 Carga sísmica y condición del suelo**

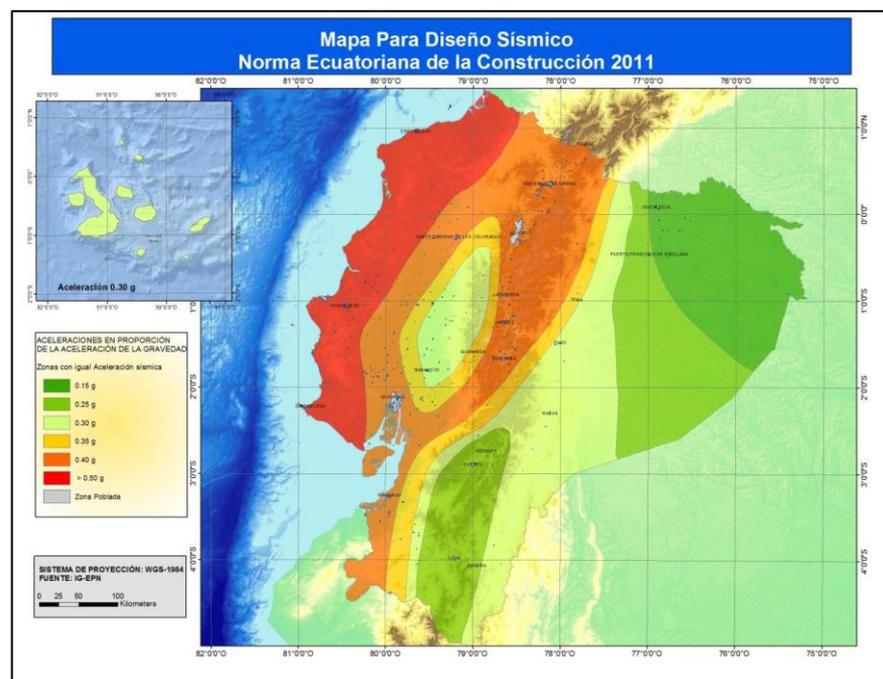
Las curvas de peligro sísmico representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares o esencial (puente, planta nuclear, aeropuerto, líneas vitales).

#### **2.1.3.1 Factor de zona sísmica Z**

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluida en la norma NEC (2015) proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, 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 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 Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano. El valor de  $Z$  representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, se la expresa como fracción de aceleración de la gravedad. (NEC, 2015)



**Figura 3.- Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona  $Z$ .**

Fuente: NEC 2015

Según el mapa de zonificación sísmica para diseño viene del estudio de peligro sísmico para el 10% de excedencia en 50 años o periodo de retorno de 475 años, esto incluye una saturación de 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana.

**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 del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Determinación:

- ✓ El valor de Z se encuentra incluido en una lista según las poblaciones del país con su valor correspondiente.
- ✓ Al no encontrar el valor de Z en el listado se debe tomar el valor de la población más cercana.

La mayor parte del territorio ecuatoriano es considerado como de amenaza sísmica alta excepto el nororiente que se lo considera con amenaza sísmica intermedia, la costa ecuatoriana presenta una amenaza sísmica muy alta.

#### **2.1.4 Perfil del Suelo**

Los perfiles del suelo son la base de la evaluación de los efectos locales de respuesta sísmica de la edificación. El perfil del suelo se lo debe identificar a partir de la superficie natural del terreno. En ciertos casos como en edificios ubicados en laderas el ingeniero geotécnico debe analizar la condición más crítica para realizar el diseño de la cimentación.

Ante la ocurrencia de un sismo existe la posibilidad de que existan suelos poco estables o suelos potencialmente licuables o rellenos, en este caso se deberá realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito con las medidas correctivas para la construcción de la edificación en el lugar. En Quito la mayoría de construcciones no cuentan con dichos estudios a pesar del inminente peligro sísmico al que está sometido la ciudad.

##### **2.1.4.1 Tipos de perfiles de Suelo**

De acuerdo a la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN ) se definen seis tipos de perfiles de suelo A, B, C, D, E, F; ver en la tabla 2:

**Tabla 2.-**

*Clasificación de los perfiles del suelo.*

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa > $S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
<b>F</b>	<b>F1-</b> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2-</b> Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas o muy orgánicas)	
	<b>F3-</b> Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP >75)	
	<b>F4-</b> Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	<b>F5-</b> Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del suelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	<b>F6-</b> Rellenos colocados sin control ingenieril	

### 2.1.4.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

- Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

**Tabla 3.-**

*Tipo de suelo y factores de sitio Fa.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

**Fuente:** (NEC SE 2015)

- Fd: Desplazamientos para diseño en roca.

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

**Tabla 4.-**

*Tipo de suelo y factor de sitio Fd.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Fuente:** (NEC 2015)

- Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.

Para los espectros de aceleraciones y desplazamientos, se presenta el coeficiente Fs que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio dependiendo de la intensidad y contenido de frecuencia de la fuerza sísmica y desplazamientos relativos del suelo.

**Tabla 5.-**

*Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

**Fuente:** (NEC, 2015)

### 2.1.5 $\eta$ : relación entre la aceleración espectral y el periodo de retorno

Una vez analizados los espectros para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años) obtenidos de las curvas de peligro sísmico de la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015) y normalizándolos para la aceleración máxima del terreno Z, se definieron valores de la relación de amplificación espectral, estos valores varían dependiendo de la región del Ecuador:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$ : Provincias de la Amazonia.

## **2.1.6 Componentes horizontales de la carga sísmica**

### **2.1.6.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración $S_a(T_a)$**

Cuando la base de un edificio entra en vibración, esta se transmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes.

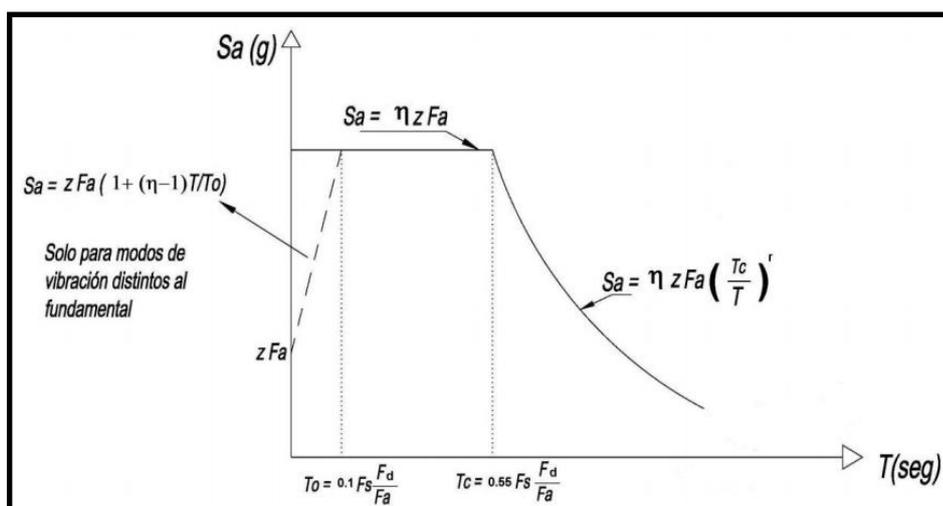
El espectro elástico de respuesta muestra la aceleración máxima absoluta de la vibración de la estructura y depende principalmente de dos factores:

- La aceleración de la vibración a la que se somete la base. Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro elástico de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.
- El periodo de oscilación de la estructura. Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro elástico de respuesta es muy parecido a la vibración de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo,

por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido.

Para la determinación del espectro de aceleración de respuesta  $S_a$ , que esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, se toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- Factor de zona sísmica  $Z$ .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- Los coeficientes de amplificación del suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .



**Figura 4.-** Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño  
Fuente: (NEC 2015).

Este espectro cumple con una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, generalmente es un valor numérico para las relaciones de amortiguamiento modal y suficiente para el análisis modal. Dicho valor se lo obtiene mediante una curva experimental de respuesta de frecuencia.

Los rangos de amortiguamientos altos son usados para estructuras ordinarias, y valores bajos de amortiguamiento para estructuras especiales, dan como resultado diseño más conservativos. Para mampostería no reforzada se recomienda  $\xi=3\%$  y mampostería estructural  $\xi=7\%$ . La mayoría de los códigos no reconoce la diferencia entre materiales y usan típicamente  $\xi=5\%$ . (Hall, 1982, pág 45).

El espectro se lo obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.1.1)$$

$$S_a = \eta Z F a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (2.1.2)$$

T: Periodo de vibración de la estructura.

T<sub>c</sub>: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

r=1, para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

r=1.5, para tipo de suelo E.

Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_L$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2.1.3)$$

$$T_L = 2.4 \quad (2.1.4)$$

### 2.1.7 Combinación de los componentes horizontales

Se utilizarán la combinación más desfavorable de las siguientes 2 formulaciones indicadas en la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015):

#### a) Combinación 1:

Se considerará el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

$$E_{h1} = \max[(F_x + 0.3F_y); (F_y + 0.3F_x)] \quad (2.1.5)$$

- $E_h$ = componente horizontal de la fuerza sísmica.
- $F_x$ = componente horizontal de la fuerza sísmica en el eje x
- $F_y$ = componente horizontal de la fuerza sísmica en el eje y

b) Combinación 2:

Se calcularán los efectos ortogonales con la siguiente fórmula:

$$Eh_2 = \pm\sqrt{Fx^2 + Fy^2} \quad (2.1.6)$$

De acuerdo con las consideraciones anteriores, el diseñador escogerá la más desfavorable para determinar la dirección de la aplicación de la fuerza sísmica.

## 2.1.8 Categoría del edificio y coeficiente de importancia

### 2.1.8.1 Categoría de las edificaciones

- a. **Edificaciones Esenciales:** La función de estas edificaciones no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, y que puedan servir de refugio después de un desastre.
- b. **Estructuras de Ocupación especial:** Edificaciones donde se reúne una gran cantidad de personas o guardan patrimonios valiosos. Se verificará un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura.

- c. **Otras estructuras:** Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por las características o destino mencionados anteriormente deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico. En la siguiente se muestran los valores de I para las diferentes categorías de edificaciones mencionadas anteriormente.

**Tabla 6.-**

*Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	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 sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Fuente:** (NEC SE, 2015)

### 2.1.8.2 Configuración Estructural

Los coeficientes de configuración estructural incrementarán el valor del cortante de diseño, con la finalidad de proveer mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Es por esto que se recomienda evitar edificaciones con irregularidades en planta y elevación.

- a) **Estructuras regulares:** Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales. La (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015) recomienda las siguientes configuraciones estructurales:

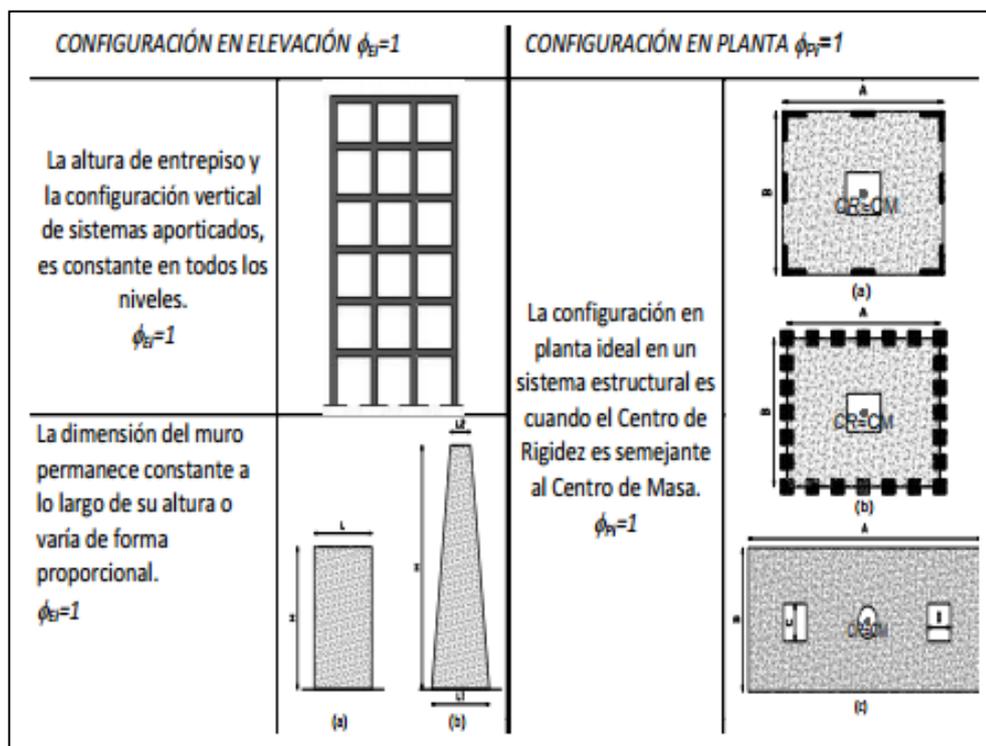
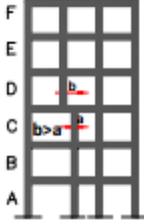
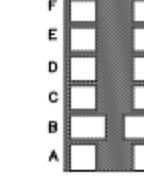
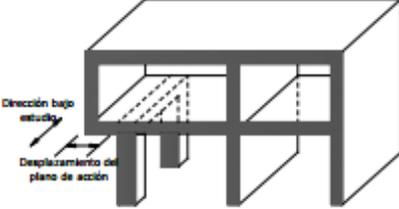


Figura 5.- Configuraciones estructurales recomendadas.

**b) Estructuras Irregulares:** Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan irregularidades en planta y elevación, en estos casos se usaran los coeficientes de configuración estructural que penalizan el diseño con el fin de tomar en cuentas dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente en un sismo. La siguiente figura describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en una edificación, es por esto que se recomienda al diseñador evitar la presencia de las irregularidades.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada 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.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada 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).</p>		
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

**Figura 6.- Configuraciones estructurales no recomendadas.**  
Fuente: (NEC 2015).

### **2.1.9 Factor de reducción de resistencia sísmica R**

El factor R permite reducir la fuerza sísmica siempre y cuando la estructura y las conexiones se diseñen con una adecuada ductilidad, donde el daño se concentre principalmente en las rotulas plásticas. Ante la presencia de un evento sísmico, lo más importante es evitar el colapso de la estructura y esto se lo obtiene mediante una adecuada ductilidad y una disipación de energía suficiente de la estructura con la aplicación del factor R que permite disminuir la ordenada elástica espectral que por lo tanto disminuyen las fuerzas sísmicas, y también disponer de un adecuado comportamiento en el rango elástico durante el sismo de diseño.

En la figura 4 mostrada anteriormente, se presenta el espectro de diseño elástico de la NEC 2015. Si se diseña una estructura con este espectro, la misma no va a presentar daños ante el sismo severo del código que tiene un periodo de retorno de 475 años pero los elementos estructurales serán de dimensiones considerables ya que las fuerzas sísmicas son bastante altas.

Es decir, se debe diseñar para el espectro inelástico. El mismo que se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico para el factor de reducción R. Si el valor que se asigna a R es alto, entonces las fuerzas sísmicas serán bajas; y si el valor de R es pequeño entonces las fuerzas debido al sismo serán altas.

### 2.1.9.1 Criterios para la definición de R

Para la selección del factor de reducción R se deben tomar en cuenta las siguientes variables:

- Tipo de estructura.
- Tipo de suelo.
- Periodo de vibración considerado.
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

La ductilidad tiene un papel muy importante al momento de diseñar una edificación, ya que es la capacidad de un elemento estructural para sufrir deformaciones plásticas sin perder su resistencia. La falla de cortante debe ser evitada, dado que causa pérdida repentina de resistencia lateral sin suficiente disipación de energía.

En una estructura la ductilidad depende de la planificación estructural básica, tales como el mecanismo de cedencia de la estructura, distribución de la rigidez y la ductilidad del miembro. Se sabe que el mecanismo viga-columna (en el cual la viga es débil y la columna fuerte) proporcionan mejor capacidad de deformación y mejor disipación de energía. La planeación estructural sobre la distribución de rigidez de la estructura en el plano y a lo largo de la altura es básica y son factores esenciales para diseñar un edificio sólido. La ductilidad de los miembros se puede lograr por medio de detalles cuidadosos como limitar la cantidad de refuerzo de tensión, proporcionar cierta cantidad de refuerzo de compresión, proporcionar suficiente cantidad de refuerzo de cortante, limitar el nivel de fuerza axial.

En la siguiente se presentan los valores del factor de reducción  $R$  de acuerdo con los diferentes tipos de sistemas estructurales dúctiles, la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015) recomienda no usar sistemas estructurales con ductilidad limitada.

**Tabla 7.-**

*Coefficiente  $R$  para sistema estructurales dúctiles.*

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Fuente:** (NEC 2015)

**Tabla 8.-**

Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC 2015)

### 2.1.9.2 Coeficiente K

Este coeficiente está relacionado con el periodo de vibración  $T_a$  de la estructura, y cumple con las siguientes condiciones:

**Tabla 9.-**

Valores k.

Valores de T (seg)	K
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

### 2.1.10 Límites de las derivas de piso

Debido a que en muchas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, se enfatiza este requisito, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. *“Tales derivas son limitadas por valores que se han tomado utilizando criterios de todos los documentos de trabajo y de criterios propios. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Para cumplir con este código, el diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se establecen considerando que el calculista utiliza secciones agrietadas tanto para vigas como para columnas”.* (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015)

**Tabla 10.-**

Valores de  $\Delta_m$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta_m$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC 2015)

### 2.1.11 Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica reactiva W para fines de este código, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso general de estructuras, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso. Y para casos especiales, es decir estructuras de bodegas y almacenaje W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva.

El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura.

Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se utiliza los valores de las inercias agrietadas  $I_{cr}$  de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5  $I_g$  para vigas (se considera la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8  $I_g$  para columnas, siendo  $I_g$  el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6  $I_g$  y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la inercia agrietada a utilizar para los muros será de 0,5  $I_g$ .” (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015)

## 2.1.12 Procedimiento de cálculo de Fuerzas Estáticas

### 2.1.12.1 Cortante Basal de Diseño

El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I Sa(Ta)}{R \emptyset_p \emptyset_e} W \quad (2.1.7)$$

Dónde:

$I$  = Coeficiente de Importancia de la estructura.

$Sa(Ta)$  = Espectro de diseño en aceleración.

$W$  = Carga sísmica reactiva.

$R$  = Factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ .

$\emptyset_p \emptyset_e$  = Coeficientes de configuración estructural en planta y elevación.

$Ta$  = Periodo de vibración

### 2.1.12.2 Periodo de Vibración

El valor de  $Ta$  será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación. El valor de  $Ta$  obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento, también permite determinar el valor de  $Sa$  del espectro de aceleraciones, mediante la Figura 4.

La expresión del método 1 de cálculo del período fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático.

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad (2.1.8)$$

Dónde:

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

$C_t$  = Factor que depende del tipo de estructura.

- $C_t$ : 0.072,  $\alpha$ : 0.80 = Estructuras de Acero sin arriostramiento
- $C_t$ : 0.073,  $\alpha$ : 0.75 = Estructuras de Acero con arriostramiento
- $C_t$ : 0.055,  $\alpha$ : 0.90 = Pórticos espaciales de Hormigón Armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.
- $C_t$ : 0.055,  $\alpha$ : 0.75 = Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

La Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 sostiene que alternativamente se puede utilizar un valor de  $\alpha$ : 1.00 para estructuras con muros de hormigón armado o mampostería estructural.

El método 2, en cambio, requiere utilizar una distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas resultantes de esa distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de la distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por lo tanto, los resultados del método 2 constituyen una mejor estimación.

$$T_a = \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (2.1.9)$$

Dónde:

$f_i$ = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, o cualquiera otra distribución racional.

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

$w_i$ = Peso asignado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ , incluye la fracción de la carga viva correspondiente.

El valor de  $T_a$  calculado no debe ser mayor al valor de  $T_a$  calculado con el método 1. Una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual al 10%.

## 2.2 Modelamiento de la estructura

### 2.2.1 Configuración en planta de la estructura

La primera configuración en planta consiste en un bloque irregular que cuenta con muros de contención en el contorno de la edificación, la planta está destinada únicamente para la distribución de parqueaderos de los departamentos de los siguientes pisos.

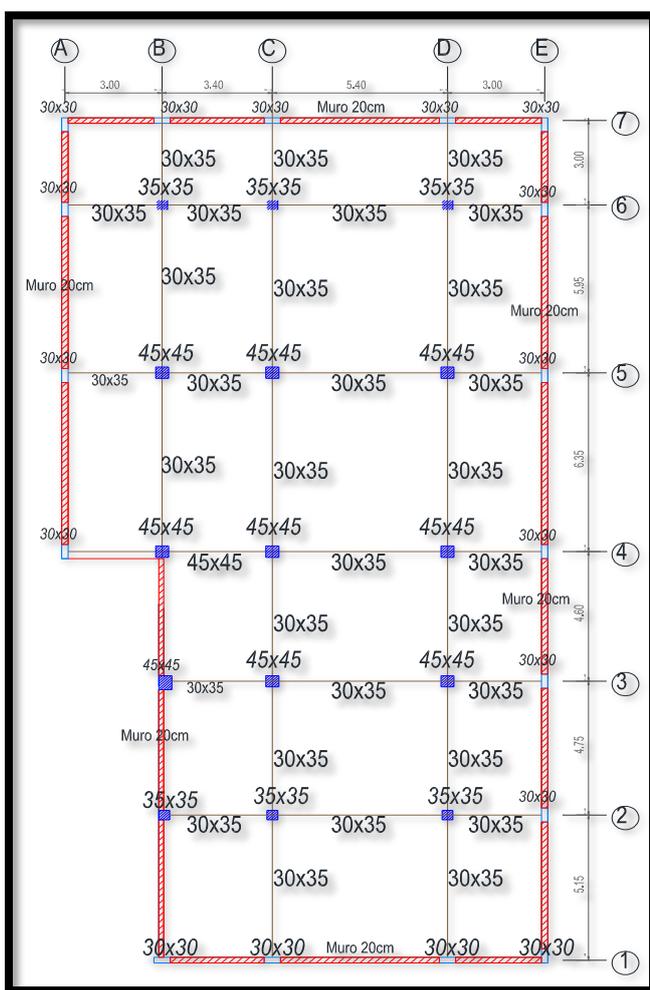
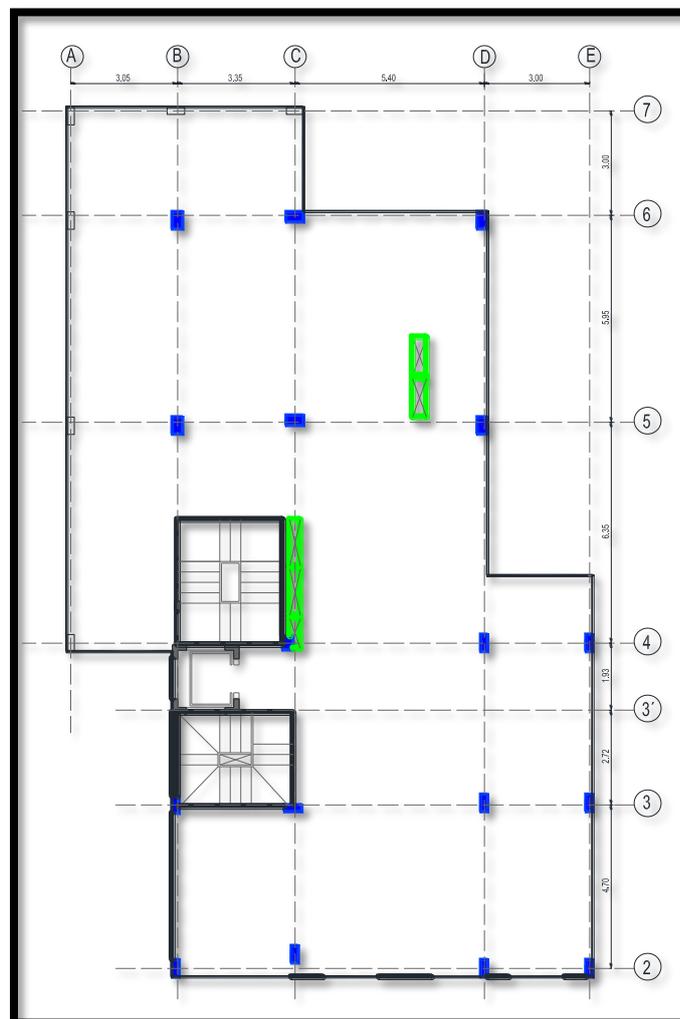


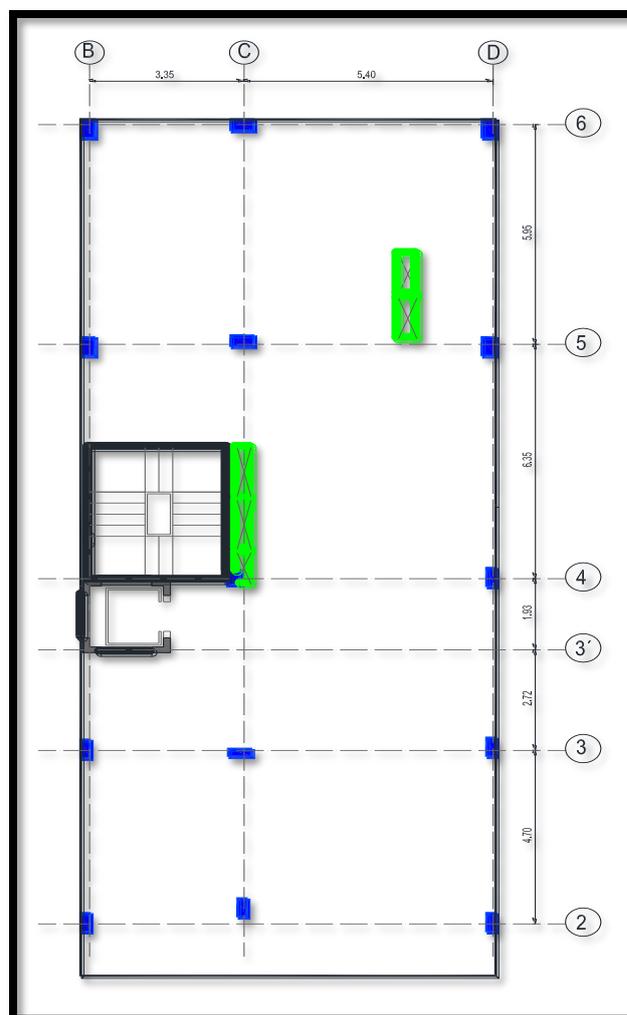
Figura 7.- Configuración en planta de la estructura N-2.88.

La segunda configuración en planta es un bloque casi rectangular de 15 x 30 m, la cual presenta una irregularidad en planta como se muestra en la Figura 8, ya que existen cortes de la losa para terrazas accesibles y escaleras que dirigen a los siguientes pisos, este último elemento se ha considerado independiente de la estructura ya que no influya en el comportamiento de la estructura. Este módulo está destinado a departamentos.



**Figura 8.-** Configuración en planta de la estructura N+0.00

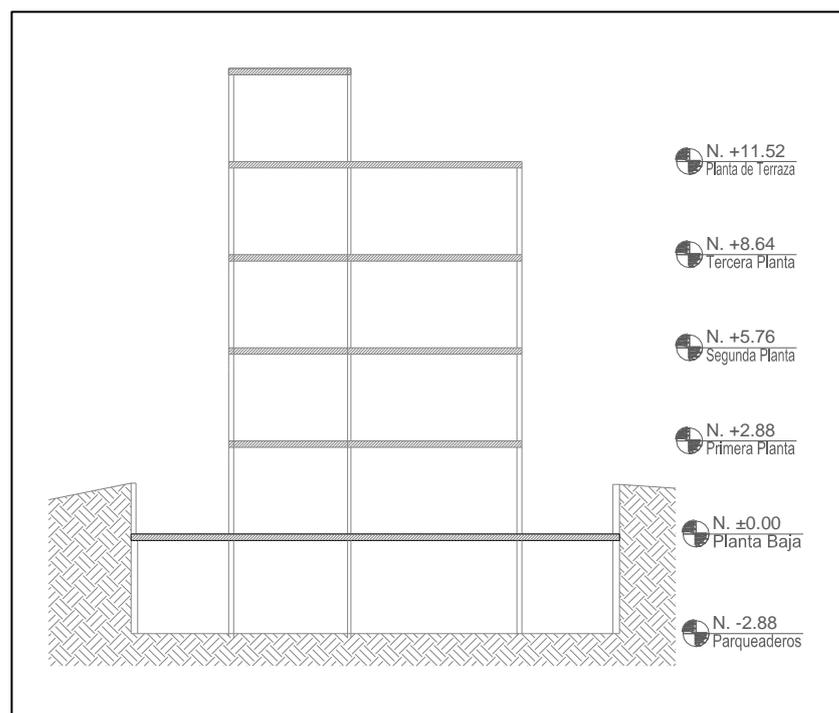
La tercera configuración en planta consiste en un bloque rectangular de 9 x 23m, cuenta con ductos para las instalaciones y para escaleras, este último elemento no es considerado para el modelamiento de la estructura ya que no influye en el comportamiento estructural. Esta planta se repite en los siguientes 3 pisos y está destinada para departamentos.



**Figura 9.-** Configuración en planta de la estructura N+2.88, N+5.76, N+8.64, N+11.52.

### 2.2.2 Configuración en elevación de la estructura

La configuración en elevación consta de 1 subsuelo destinado a parqueaderos en el nivel -2.88, luego se tiene la planta baja donde se ubica un departamento, el ingreso al edificio y la guardianía. El edificio cuenta con 4 plantas superiores en los niveles 2.88, 5.76, 8.64, 11.52 destinadas a departamentos y una tapa grada en el nivel 14.40. A continuación se muestra un esquema de la estructura en elevación.



**Figura 10.-** Configuración en elevación de la estructura.

**Tabla 11.-**  
*Esquema de la Edificación.*

Modelo	Subestructura	Super-estructura	Esquema					
1	1	4	<table border="1"> <tr> <td>4</td> </tr> <tr> <td>3</td> </tr> <tr> <td>2</td> </tr> <tr> <td>1</td> </tr> <tr> <td>subsuelo</td> </tr> </table>	4	3	2	1	subsuelo
4								
3								
2								
1								
subsuelo								

### 2.2.3 Análisis de cargas

#### 2.2.3.1 Carga Permanente

Las cargas permanentes incluyen:

- a. Carga muerta de los elementos estructurales y elementos no estructurales unidos.
- b. Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios, que se demuestran a continuación:

➤ Enlucido y masillado	44.00 kg/m <sup>2</sup>
➤ Recubrimiento de piso	44.00 kg/m <sup>2</sup>
➤ Peso de mampostería	100.00 kg/m <sup>2</sup>
➤ Luminarias	10.00 kg/m <sup>2</sup>

**TOTAL CARGA PERMANENTE: 298.00 kg/m<sup>2</sup>** + Peso propio de los elementos obtenidos en el programa Etabs.

### 2.2.3.1 Carga Viva

De acuerdo con la NEC 2015, capítulo de cargas (no sísmicas) recomienda que para una edificación destinada a viviendas se aplicará una carga uniforme de 200.00 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla 12.-**

Valor de Carga Viva de acuerdo con la ocupación o el uso.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	

**Fuente:** NEC 2015.

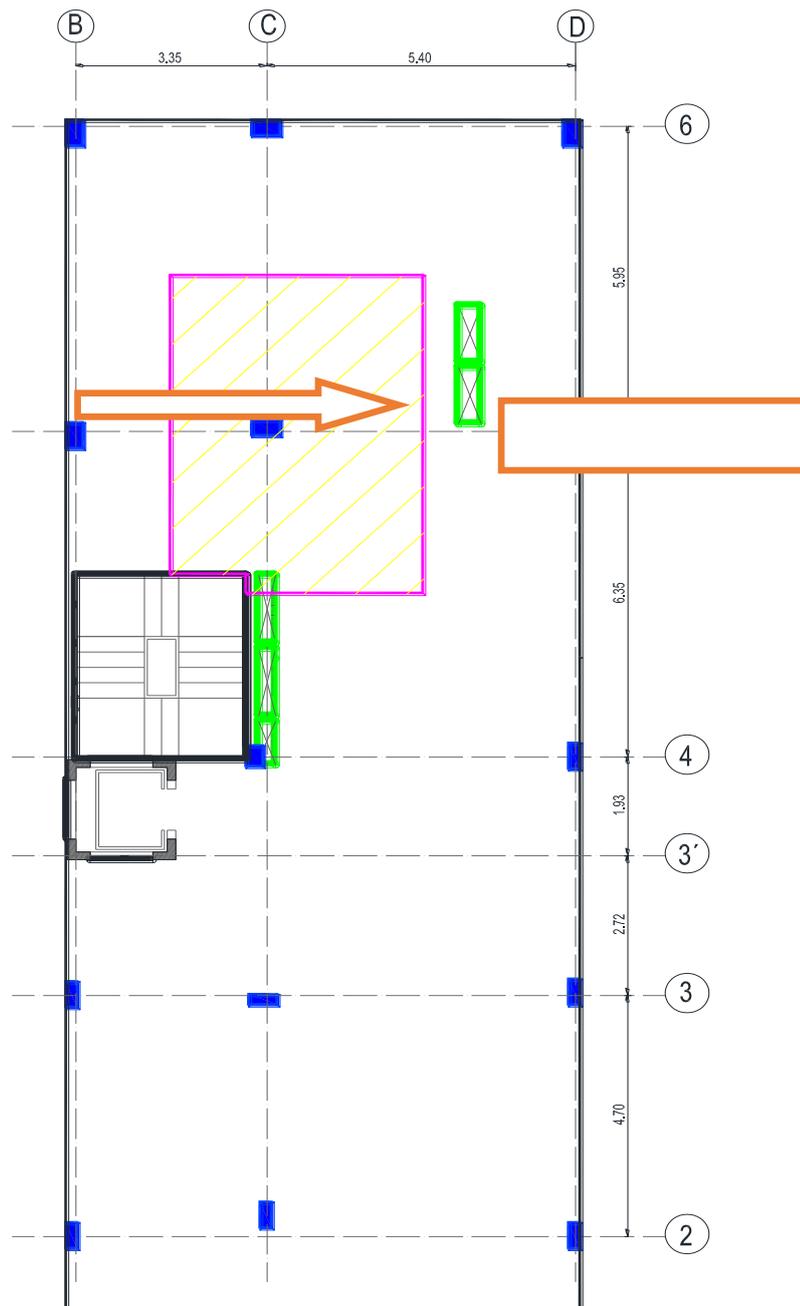
Carga viva  $L_o$ : 200.00 kg/m<sup>2</sup>

- Reducción de Carga Viva:

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{ll} * A_t}} \right) \quad \text{si } K_{ll} * A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad (2.1.10)$$

Dónde:

$A_t$  = Área tributaria; del elemento de soporte que absorbe mayor carga distribuida en  $m^2$ .



**Figura 11.-** Demostración de la columna que absorbe mayor área tributaria.

$K_{LL}$  = Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.

**Tabla 13.-**

*Factor de sobrecarga del elemento de soporte.*

Elemento	$K_{LL}^a$
<b>Columnas</b>	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2

Fuente: NEC-2015

Cumpliendo con la condición:

$$K_{LL} * A_T \geq 35 \text{ m}^2$$

$$4 * 27.06 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2$$

$$108.24 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \text{ ok}$$

Y reemplazando en la fórmula:

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right)$$

$$L = 2 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} * \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 * 27.06 \text{ m}^2}} \right) * 100$$

Total carga viva: 137.85 kg/m<sup>2</sup>

## 2.2.4 Combinaciones de carga

Existen diversas cargas que actúan sobre las estructuras: permanentes, vivas, sísmicas, empuje de suelos, etc. Sin embargo, durante el tiempo de vida de la estructura, las cargas rara vez actúan solas pues usualmente están combinadas.

Las combinaciones de carga afectadas por los factores de mayoración son la fuente para la obtención de las solicitaciones mayoradas que se requieren en el diseño por capacidad resistente de las estructuras de hormigón armado.

Se utilizará como referente NEC (2015) donde se establece que ninguna estructura, ningún elemento y ninguna sección de un elemento podrán tener una capacidad resistente inferior a las solicitaciones que provienen de las siguientes combinaciones de cargas básicas:

Combinación 1:

$$1.4 D \quad (2.1.11)$$

Combinación 2:

$$1.2D + 1.6L + 0.5\max(Lr; S; R) \quad (2.1.12)$$

Combinación 3:

$$1.2D + 1.6\max(Lr; S; R) + \max(L; 0.5W) \quad (2.1.13)$$

Combinación 4:

$$1.2D + 1.0 W + L + 0.5\max(Lr; S; R) \quad (2.1.14)$$

Combinación 5:

$$1.2D + 1.0 E + L + 0.2S \quad (2.1.15)$$

Combinación 6:

$$0.9D + 1.0W \quad (2.1.16)$$

Combinación 7:

$$0.9D + 1.0E \quad (2.1.17)$$

Siendo:

D: Carga Permanente

E: Cargas de sismo

L: Carga viva

Lr: Carga viva de Cubierta

S: Carga de granizo

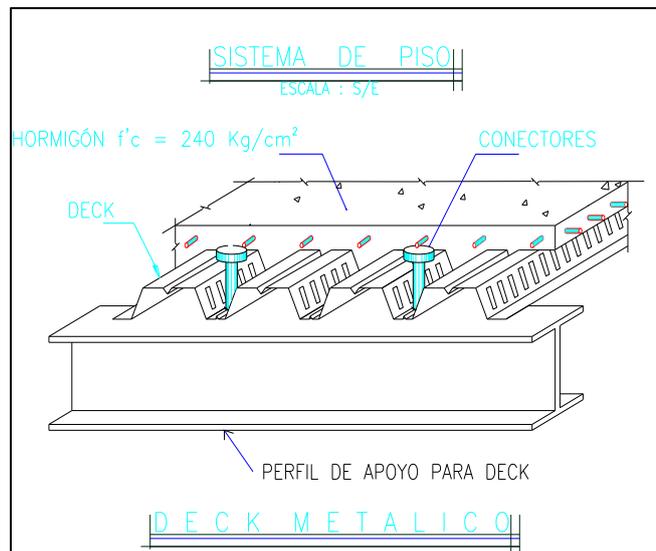
W: Carga de viento.

## **2.2.5 Propiedades de las secciones**

### **2.2.5.1 Sistema de Entrepiso**

Se debe tomar en cuenta la propuesta del diseño arquitectónico para poder decidir sobre el tipo de sistema de entrepiso a utilizar en el cálculo estructural. Sin embargo, es importante recalcar que el acero estructural permite tener elementos estructurales de menores dimensiones que las que se necesitarían en hormigón armado. De acuerdo con la propuesta de edificación tomada para el modelamiento, nos indica que va a ser una estructura mixta, es decir, columnas y vigas de hormigón armado y un sistema de losa con placa colaborante o DECK metálico.

Un ámbito muy importante en el sistema de entrepiso es que tenga la capacidad no solo de soportar las cargas impuestas, sino que además no permita que las deflexiones y vibraciones sean excesivas o puedan provocar fisuras o agrietamientos en el elemento estructural.

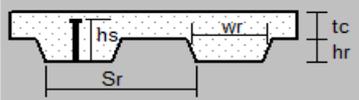


**Deck Section**

**Section Name**

**Type**

Filled Deck  
 Unfilled Deck  
 Solid Slab



**Geometry**

Slab Depth (tc)   
 Deck Depth (hr)   
 Rib Width (wr)   
 Rib Spacing (Sr)

**Material**

Slab Material   
 Deck Material   
 Deck Shear Thick

**Composite Deck Studs**

Diameter   
 Height (hs)   
 Tensile Strength, Fu

**Metal Deck Unit Weight**

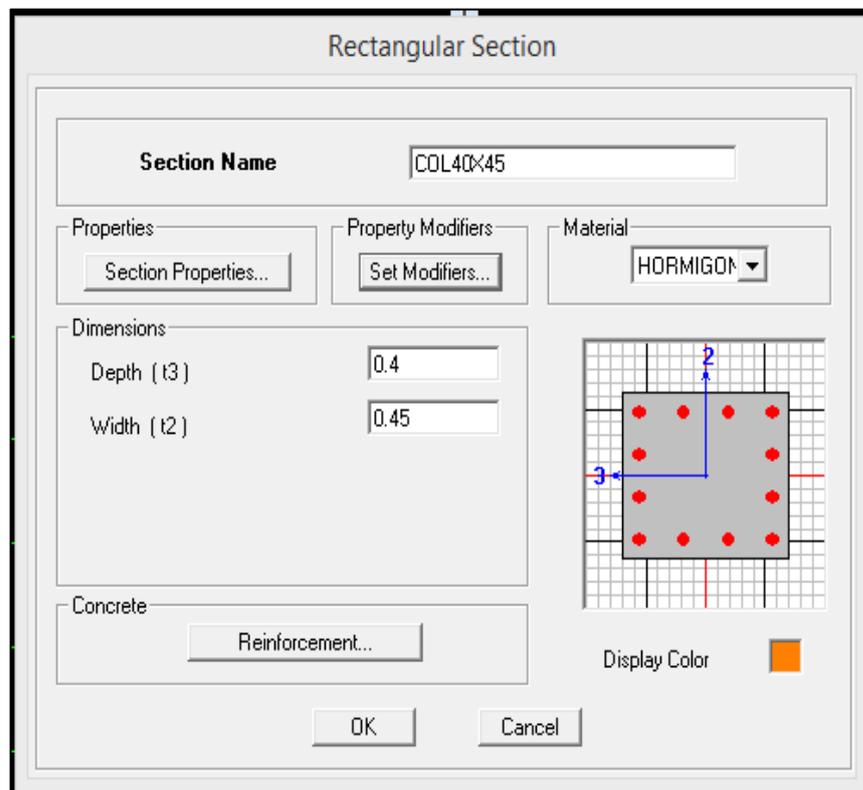
Unit Weight/Area

Display Color

**Figura 12.- Detalle del sistema de entepiso.**

### 2.2.5.2 Columnas

Las columnas serán de hormigón armado de  $f'_c=240 \text{ Kg/m}^2$  con secciones cuadradas y rectangulares, para el caso de esta edificación se debe tomar en cuenta que para el cálculo de la rigidez se deberá utilizar el valor de las inercias agrietadas como  $0.8I_g$ , a continuación se muestra la sección a utilizarse en el programa para realizar el modelamiento.



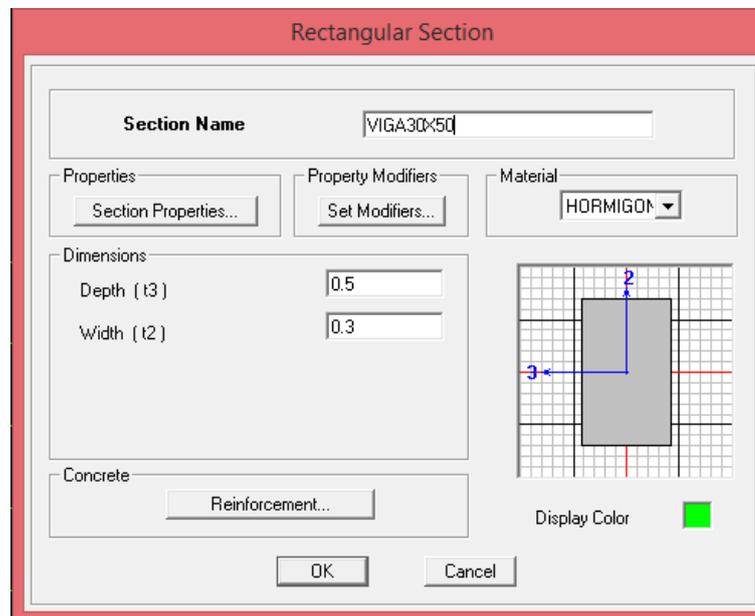
**Figura 13.-** Sección de columna definida en el programa.

Property Modifiers	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

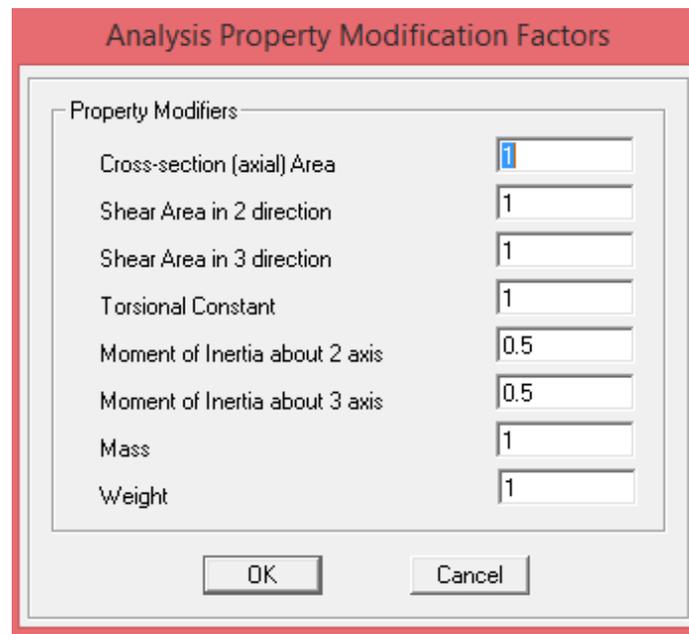
**Figura 14.-** Propiedades de la columna.

### 2.2.5.3 Vigas

Las vigas serán de hormigón armado de  $f'c=240 \text{ Kg/m}^2$  con secciones cuadradas y rectangulares, para el caso de esta edificación se debe tomar en cuenta que para el cálculo de la rigidez se deberá utilizar el valor de las inercias agrietadas como  $0.5I_g$ , a continuación se muestra la sección a utilizarse en el programa para realizar el modelamiento. (BONACCI, 2010)



**Figura 15.-** Sección de la viga definida en el programa.



**Figura 16.-** Propiedades de la viga.

### 2.2.5.4 Viguetas

Las viguetas serán de acero con secciones IPE, estas van a ayudar a soportar el deck que fue seleccionado como sistema de entrepiso, debido a que las viguetas solo trabajan a corte se liberaron los momentos en los nudos de los extremos para que el modelo matemático sea lo más real posible.

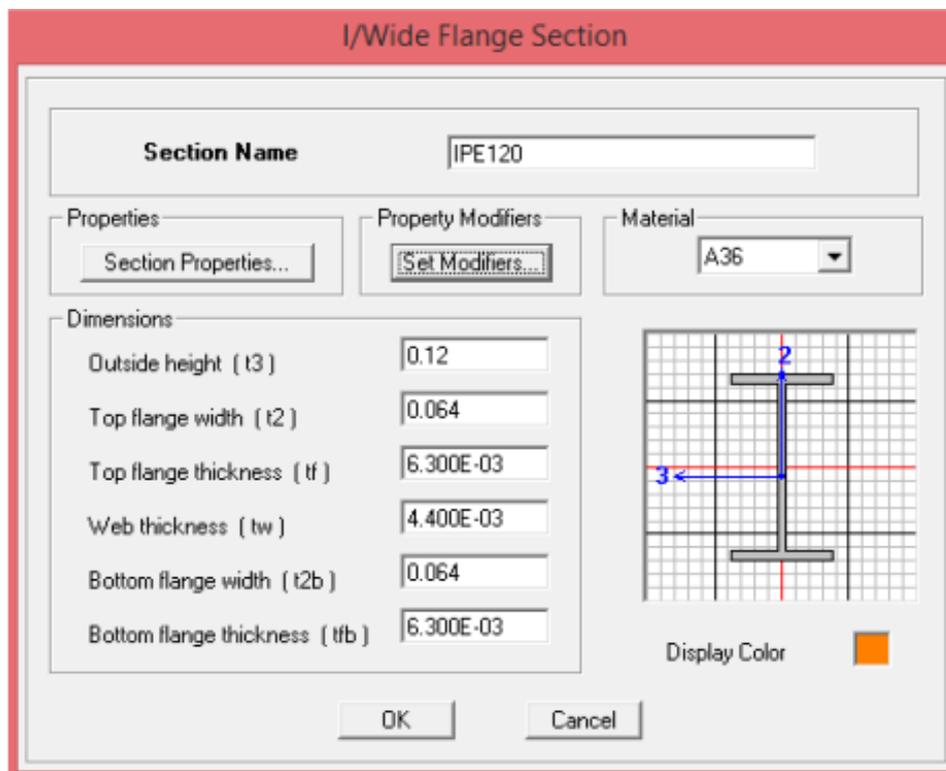


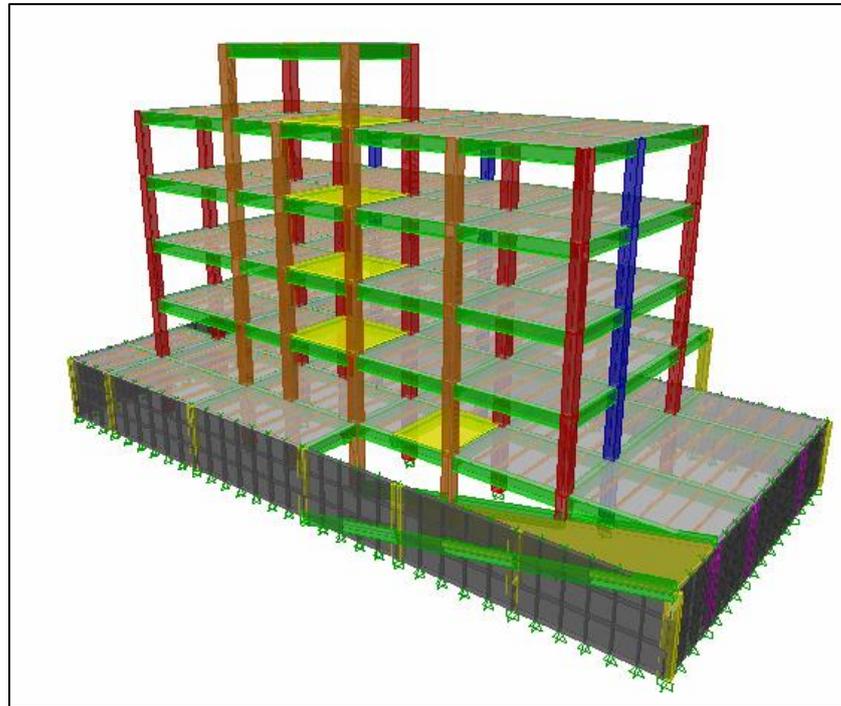
Figura 17.- Sección de la vigueta definida en el programa.

Line Information	
Location	Assignments   Loads
Identification	
Label	B46
Line Type	Beam
Story	STORY3
Design Procedure	Composite Beam
Section Property	IPE160 (VIGUETAS)
Special Moment Beam	No
Releases End-I	M2, M3
Releases End-J	T, M2, M3
Units	Ton-m

**Figura 18.-** Información asignada a las viguetas.

### 2.2.5.5 Modelo matemático

Aquí presentamos el modelo realizado en el programa Etabs, ingresando las secciones de todos elementos estructurales antes mencionados. El programa ETABS® es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Este programa trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y diseño con una versátil interfase.



**Figura 19.-** Modelo matemático del edificio de 4 pisos.

El modelo matemático propuesto tiene como objetivo simular la estructura lo más real posible, presenta muros de contención en el subsuelo que fueron analizado mediante elementos finitos con apoyos simples y un espesor de 20 cm. También cuenta con una rampa para el acceso vehicular que está diseñada como losa maciza de 15 cm de espesor asentada con vigas en los extremos de la misma. Se utiliza un modelo de pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales.

### **2.3 Aplicación del Método Estático Equivalente**

A continuación se presenta el cálculo de la fuerza por acción sísmica, o conocido también como cortante basal. La fórmula que se presenta es la que nos ayudará a obtener el cortante basal:

$$V = \frac{I S a(Ta)}{R \emptyset p \emptyset e} W$$

Las fórmulas, s y referencias utilizadas para escoger los parámetros del cortante basal han sido tomadas totalmente de la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015).

### 2.3.1 Cálculo de W

Como ya se demostró anteriormente los valores de carga muerta y carga viva, se tiene como resultado:

$$W = ((Carga Muerta + Pp. de los elementos) + 0.25(Carga Viva)) * Area$$

$$W = \left( \left( 0.618 \frac{T}{m^2} \right) + 0.25 \left( 0.138 \frac{T}{m^2} \right) \right) * (835.20 m^2)$$

$$W = 545.4 T$$

Ahora se procede con la obtención de los demás valores de la fórmula que detallamos inicialmente, nos ayudaremos de las s que aparecen en la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015), estas son:

### 2.3.2 Factor de Zona sísmica Z

**Tabla 14.-**

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	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC SE, 2015).

$$Z = 0.40g$$

El proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha en la ciudad de Quito, de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica está ubicado en una zona V es por esto que la caracterización de peligro sísmico es de nivel alta.

### 2.3.3 Perfil del Suelo

$$\text{Perfil del suelo} = C$$

De acuerdo con el estudio de suelos realizado para la edificación se obtuvo como resultado un perfil de suelo tipo C, a continuación el detalle:

**Tabla 15.-**  
*Clasificación de los perfiles del suelo.*

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ KPa > $S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
<b>F</b>	<b>F1-</b> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados.	
	<b>F2-</b> Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas o muy orgánicas)	
	<b>F3-</b> Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP >75)	
	<b>F4-</b> Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	<b>F5-</b> Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del suelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	<b>F6-</b> Rellenos colocados sin control ingenieril	

Fuente: (NEC SE, 2015)

### 2.3. 4 Coeficientes de perfil del suelo

#### 2.3.4.1 Fa.

**Tabla 16.-**

*Tipos de suelo y factores de sitio Fa.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Fuente: (NEC 2015)

$$F_a = 1.2$$

#### 2.24.4.2 Fd.

**Tabla 17.-**

*Tipo de suelo y factores de sitio Fd.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC 2015)

$$F_d = 1.11$$

### 2.3.4.3 $F_s$ .

**Tabla 18.-**

*Tipo de perfil del subsuelo  $F_s$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

$$F_s = 1.11$$

### 2.3.5 $\eta$ .

$\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

### 2.3.6 $r$ , Tipo de suelo

$r = 1.0$ : para todos los tipos de suelos excepto el tipo E.

### 2.3.7 Tipo de Uso e Importancia de la Estructura

**Tabla 19.-**

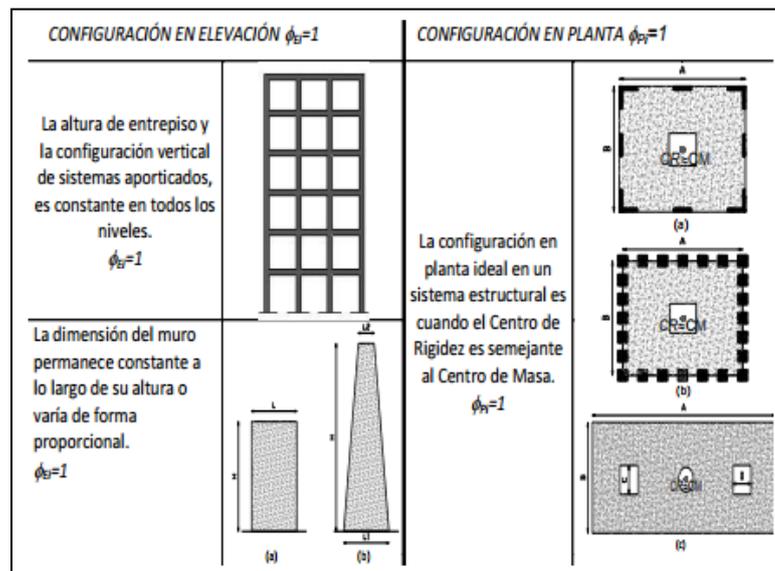
*Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	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 sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias 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: NEC 2015

$$I = 1.0$$

### 2.3.8 Configuración en planta y elevación



**Figura 20.- Configuración estructurales recomendadas (NEC 2015)**

$$\phi_p = \phi_e = 1$$

### 2.3.9 Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

**Tabla 20.-**

Coeficiente R para sistema estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC 2015

$$R = 8$$

### 2.3.10 Periodo de Vibración

#### Método 1

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

- $C_t$ : 0.055,  $\alpha$ : 0.90 = Pórticos espaciales de Hormigón Armado, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,
- $h_n$  = 11.52 m (no se considera tapagradas)

$$T_a = 0.055 * 11.55^{0.9}$$

$$T_a = 0.496 \text{ seg}$$

### 2.3.11 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleración $S_a(T_a)$

- $S_a = \eta Z F a$  para  $0 \leq T_a \leq T_c$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

### 2.3.12 Cortante Basal de diseño

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W$$

$$V = \frac{1.0 * 1.1904}{8 * 1.0 * 1.0} 545.4$$

$$V = 0.1488 W$$

## Método 2

Para calcular el periodo fundamental utilizando el método 2 se requieren las propiedades estructurales y deformaciones de los elementos que van a resistir la estructura. El cálculo se lo realiza mediante la siguiente expresión que se aplica en cada dirección de la estructura.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (2.1.18)$$

Donde:

$f_i$  = Distribución aproximada de fuerzas laterales en cada piso.

$\delta_i$  = Deflexión elástica calculada con las fuerzas laterales  $f_i$  de cada piso.

$W_i$  = Peso asignado a cada piso, siendo fracción de la carga reactiva  $W$  y la carga viva correspondiente.

El valor del periodo calculado con este método no será mayor de un 30% del periodo calculado utilizando el método 1. Cuando la estructura ya está dimensionada, los periodos fundamentales se calculan nuevamente por el método 2 o por un análisis modal. El cortante basal y las secciones de la estructura deberán ser recalculadas hasta que la variación de los periodos sean menor o igual al 10%.

El período obtenido con el método 1 es de  $T_c=0.56$  segundos. Se procede a la obtención del periodo sacando los pesos de cada piso de la estructura, las fuerzas laterales distribuidas del sismo y las deflexiones que se van a producir en cada uno de los pisos. En la siguiente están las cargas que van actuar sobre cada piso:

**Tabla 21.-**

*Tipo de carga reactiva W.*

Tipo de Carga	Nº Piso	Kg/m <sup>2</sup>	T/m <sup>2</sup>	Área Piso (m <sup>2</sup> )
<b>CARGA MUERTA</b>	PISO 1	618	0.618	208.80
	PISO 2	618	0.618	208.80
	PISO 3	618	0.618	208.80
	PISO 4	618	0.618	208.80
<b>CARGA VIVA</b>	138		0.138	

La carga reactiva W corresponde a la fórmula:

$$W = (D + 0.25L) * \text{Área Piso}$$

Se obtienen los siguientes valores por cada uno de los pisos:

W PISO 1	136.242	T
W PISO 2	<b>136.242</b>	<b>T</b>
W PISO 3	<b>136.242</b>	<b>T</b>
W PISO 4	<b>136.242</b>	<b>T</b>
<b>W TOTAL</b>	<b>544.968</b>	<b>T</b>

Ya obtenida la carga reactiva se distribuye el cortante basal por piso tomando en cuenta la altura de cada uno como se muestra a continuación

usando como parámetro el cortante basal que se calculó anteriormente y tiene un valor de 81.16 T.

**Tabla 22.-**

*Cálculo*

Nivel	Hi	Wi	Wi x hi	Fi	
1	2.88	136.24	392.38	8.12	T
2	5.76	136.24	784.75	16.23	T
3	8.64	136.24	1177.13	24.35	T
4	11.52	136.24	1569.51	32.46	T
<b>TOTAL</b>		544.97	3923.77	81.16	T

A continuación se muestra las s en las cuales se desarrolla la fórmula en cada uno de los sentidos X y Y donde podría actuar el sismo, con los datos anteriormente mencionados. La carga reactiva y las fuerzas distribuidas son ingresadas al modelamiento para así obtener las deflexiones por piso y poder iterar hasta que se cumpla las condiciones establecidas en el método 2.

**Tabla 23.-**

*Cálculo del período fundamental utilizando el método 2, sentido X.*

Pisos	Wi	Fi	Di	di <sup>2</sup>	Wi*di <sup>2</sup>	Fi*di
Piso 2	136.24	8.12	0.003500	0.000012	0.001669	0.028404
Piso 3	136.24	16.23	0.009500	0.000090	0.012296	0.154195
Piso 4	136.24	24.35	0.010000	0.000100	0.013624	0.243467
Piso 5	136.24	32.46	0.015000	0.000225	0.030654	0.486933
					0.058243	0.913000

Aplicando la fórmula del Ta el período obtenido es de 0.507 segundos el cual es menor a 0.56 segundos obtenido con el método 1.

**Tabla 24.-**

*Cálculo del período fundamental utilizando el método 2, sentido Y.*

<b>Pisos</b>	<b>Wi</b>	<b>Fi</b>	<b>Di</b>	<b>di<sup>2</sup></b>	<b>Wi*di<sup>2</sup></b>	<b>Fi*di</b>
Piso 2	136.24	8.12	0.003300	0.000011	0.001484	0.026781
Piso 3	136.24	16.23	0.007500	0.000056	0.007664	0.121733
Piso 4	136.24	24.35	0.012000	0.000144	0.019619	0.292160
Piso 5	136.24	32.46	0.014000	0.000196	0.026703	0.454471
					0.055470	0.895145

Aplicando la fórmula del  $T_a$  el período obtenido es de 0.499 segundos el cual es menor a 0.56 segundos obtenido con el método 1. Como se observa los periodos calculados con el método 2 no exceden en un 30% al periodo fundamental calculado con el método 1.

#### **2.4 Control de derivas de piso**

Para verificar las deformaciones de la estructura se debe controlar que las derivas inelásticas se encuentren dentro del parámetro máximo permisible después de ser aplicadas las cargas laterales que en el caso de la estructura analizada no debe superar el 2 % en cada sentido, este valor se considera suponiendo que las inercias de las secciones se encuentran agrietadas. Según la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015) el cálculo de la deriva inelástica se la realiza mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad (2.1.19)$$

## 2.4.1 Deriva Elástica Sentido X

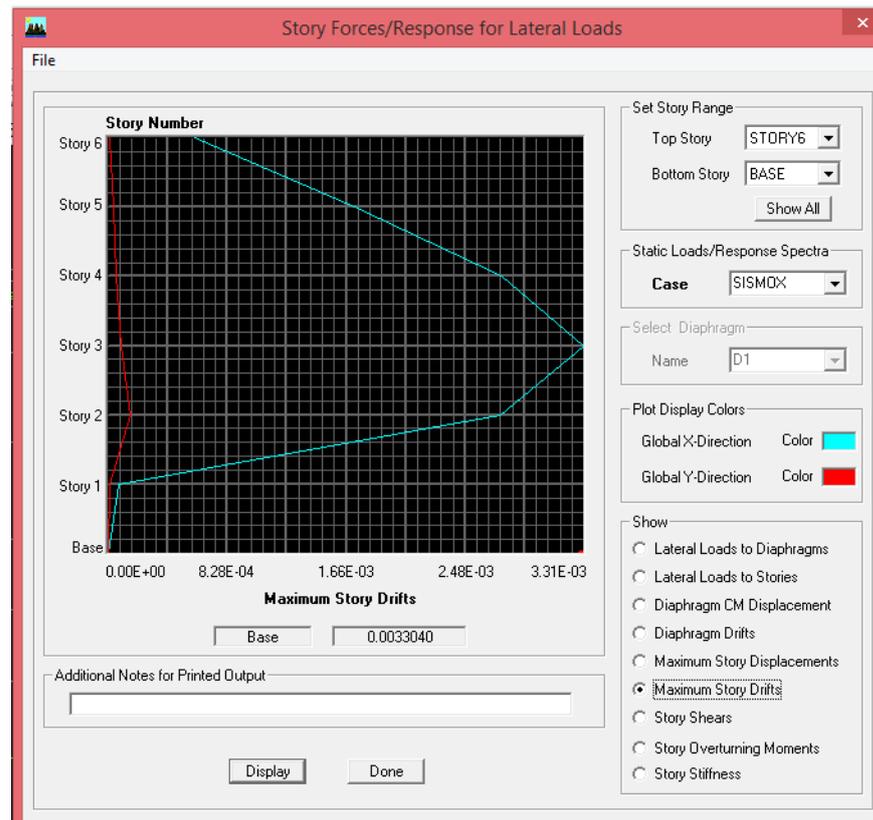


Figura 21.- Gráfico derivas sentido X.

### 2.4.1.1 Deriva Inelástica Sentido X

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.0033)$$

$$\Delta_M = 0.0198 < 0.02 \Delta_{Max}$$

### 2.4.1.2 Deriva Elástica Sentido Y

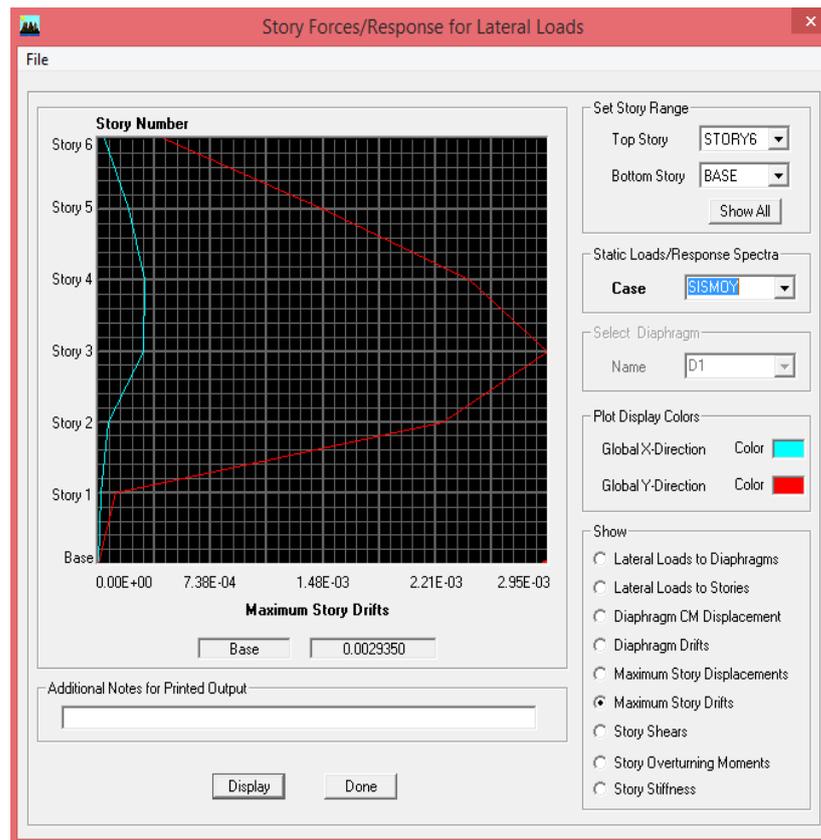


Figura 22.- Derivas sentido Y.

### 2.4.1.3 Deriva Inelástica Sentido Y

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.00293)$$

$$\Delta_M = 0.0175 < \mathbf{0.02} \Delta_{Max}$$

## **2.5 Diseño de pórtico sentido X**

### **2.5.1 Diseño de Columnas**

El diseño de las columnas consiste básicamente en seleccionar una sección transversal adecuada para la misma, con armadura para soportar las combinaciones requeridas de cargas axiales mayoradas  $P_u$  y momentos (de primer orden) mayorados  $M_u$ , incluyendo la consideración de los efectos de la esbeltez de la columna (momentos de segundo orden).

En las disposiciones de la Noma NEC 2015 el dimensionamiento mínimo para columnas es de 300 mm por lado, pero este se refiere a edificaciones en general. Antes de analizar la armadura de cada tipo de columna de acuerdo a su tipo y carga, determinaremos la incidencia de la esbeltez en cada una de ellas, cálculo que se ve simplificado debido a que la mayoría de las columnas mantienen la misma sección en los pórticos y a lo largo de toda su altura.

### **2.5.2 Análisis de esbeltez y pandeo de columnas**

Para determinar la esbeltez en una columna correspondiente a un pórtico NO arriostrado, aplicamos las siguientes fórmulas y procedimientos señalados a continuación, detallados con más detenimiento en el cálculo del pórtico 3.

La esbeltez influye categóricamente en la estabilidad de la estructura, su magnitud es indicador útil en el diseño, dependiendo del grado de arriostramiento de la estructura, se reconoce dos casos.

### 2.5.3 Condición de esbeltez

Se define esbeltez a la relación  $= \frac{klu}{r}$

**Donde:**  $r$  =radio de giro calculado con las siguientes expresiones:

- a) Columnas rectangulares  $r = 0.30 h$
- b) Columnas circulares  $r = 0.25 D$  o zunchadas

Según el (ACI 318S-08) puede despreciarse el efecto de esbeltez en pórticos no arriostrados cuando:

$$\frac{klu}{r} < 22 \quad (2.1.20)$$

Para determinar estos valores es necesario obtener una serie de datos adicionales, que dependen de la ubicación de cada una de las columnas, sus cargas y dimensiones, así tenemos:

### 2.5.4 Inercia de los elementos

El ACI 318S-08 (2008) propone lo siguiente:

- Columnas:

$$EI = \frac{0.7 E_c I_g}{1 + \beta d} \quad (2.1.21)$$

- Vigas:

$$EI = \frac{0.35 E_c I_g}{1 + \beta d} \quad (2.1.22)$$

Donde:

$E_c$ = Módulo de Elasticidad del hormigón Simple

$I_g$ = Inercia de la sección geométrica del hormigón armado.

### 2.5.2 Ubicación en planta y elevación de la columna

A continuación se realizará el procedimiento de cálculo de la columna ubicadas en los ejes 3B: Primero analizamos la ubicación de la columna, en este caso es externa y se encuentra en el segundo piso, luego se ingresan los valores de columnas y vigas obtenidas en el pre dimensionamiento para posteriormente realizar el diseño.

Es importante tener en cuenta los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  que en este caso son 240 kg/cm<sup>2</sup> y 4200 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.



Figura 23.- Ubicación de la columna en elevación.

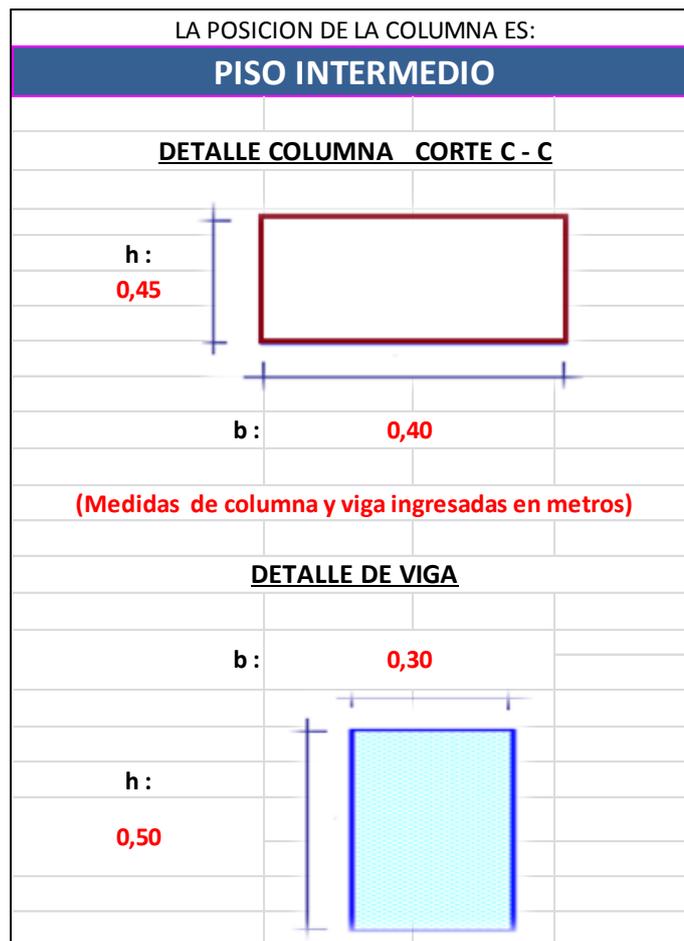


Figura 24.- Secciones de columna y viga.

### 2.5.2.1 Momentos y Cargas de la Columna

$$P_u = 1.4 D \quad (2.1.23)$$

$$P_u \text{ total} = 1.2 D + 1.6 L \quad (2.1.24)$$

$$\beta d = \frac{M_u D}{M_{u \text{ total}}} = \frac{P_u D}{P_{u \text{ total}}} \quad (2.1.25)$$

**Tabla 25.-**

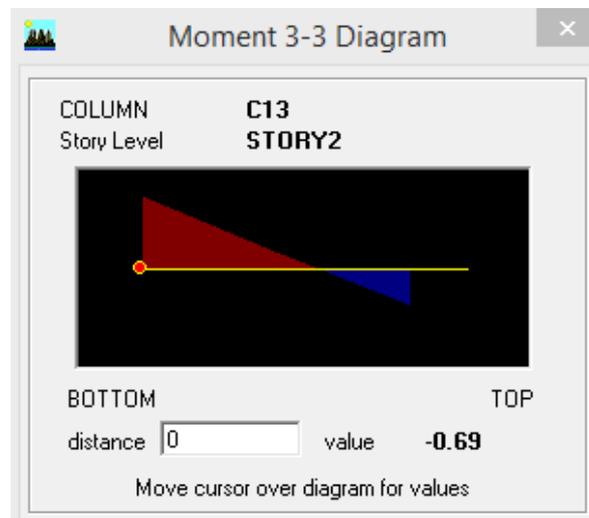
*Carga de las columnas.*

P <sub>u</sub> PARA CADA COLUMNA (T)		
	P <sub>u</sub>	Unidad
INTERNA	149,9	T
EXTERNA	121,62	T
ESQUINERA	84,22	T

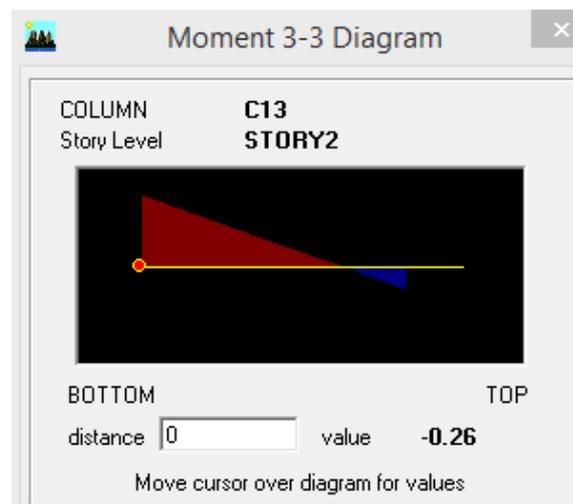
**Tabla 26.-**

*Momentos en cabeza y pie de columna.*

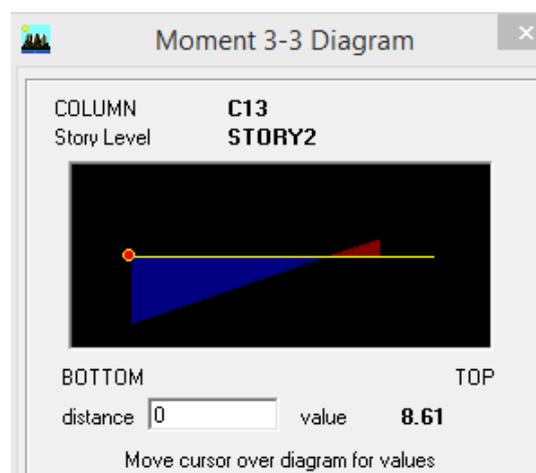
DATOS DE MOMENTOS (Tm)		
(M21u)b	0,43	Tm
(M21u)s	2,38	Tm
(M12u)b	0,95	Tm
(M12u)s	8,61	Tm



Muerta



Viva



Sismo

### Revisión de problemas de esbeltez

Vigas:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} = 15000 * \sqrt{240} = 232379 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI = \frac{0.35 * 232379 * 312500}{1 + 0.67} = \mathbf{1.522E + 10}$$

Columnas:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 * 40^3}{12} = 240000 \text{ cm}^4$$

$$E = 15000 * \sqrt{f'c} = 5000 * \sqrt{240} = 232379 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI = \frac{0.35 * 232379 * 240000}{1 + 0.67} = \mathbf{2.338E + 10}$$

### 2.5.2.3 Calculo de rigidez

Este factor depende de los valores obtenidos en cada uno de los nudos de las columnas analizadas mediante el factor.

$$\varphi = \frac{\sum(EI_{columna}/L_{columna})}{\sum(EI_{viga}/L_{viga})} \quad (2.1.26)$$

El mismo que se encuentra en función del sentido, número de piso y el pórtico en el que se analizará la columna.

Para el caso de análisis se obtienen los siguientes resultados:

$\Psi A$	4,907
$\Psi B$	5,067
$\Psi \text{ m\u00edn}$	4,907
$\Psi M$	4,987

Con estos valores definimos:  $\Psi_m = \frac{\Psi A + \Psi B}{2}$  que reemplazando valores es igual a:

$$M = \Psi = 4,987$$

En base a este resultado determinamos la constante de pandeo de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$\Psi M \geq 2, \text{ entonces } K = 0.90\sqrt{1 + \Psi M} \quad (2.1.27)$$

$$\Psi M < 2, \text{ entonces } K = \frac{20 - \Psi M}{20} \sqrt{1 + \Psi M} \quad (2.1.28)$$

Dado que  $\Psi M \geq 2$  aplicamos la fórmula:

$$K = 0.90\sqrt{1 + 4.987}$$

$$K = 2.202$$

Una vez obtenido el valor de K, chequeamos la esbeltez:

$$\frac{KLu}{r} < 22, \text{ donde:}$$

Lu= Longitud libre.

r= radio de giro.

$$\frac{2.202 * 238}{0.3 * 40} < 22$$

**43.675 < 22 EXISTE ESBELTEZ.**

### 2.5.2.4 Magnificación de momentos

Como existe esbeltez, solucionamos este problema mediante la magnificación de Momentos:

$$M_c = db * M_{2b} + dsM_{2s}$$

Donde:

$M_c = M_u$  = Momento de diseño amplificado.

$db$ : Factor de mayoración de los momentos por carga vertical.

$$db = \frac{cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 \cdot Pcr}} \quad \begin{matrix} cm = 1 \\ \Rightarrow Pu = \text{Carga axial última} \\ Pcr = \text{Carga Crítica} \end{matrix} \quad (2.1.29)$$

Para solucionar el problema de esbeltez mediante la magnificación de momentos necesitamos la Sumatoria de las Cargas Críticas, donde:

$$\sum Pcr = \#columnas \times Pcr \text{ columnas}$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad (2.1.30)$$

Es decir aplicamos el mismo procedimiento para establecer el  $k$  lu del resto de columnas que se encuentran conformando el pórtico, así tenemos:

$$db = \frac{1}{1 - \frac{121.62T}{0.75 * 839.97}}$$

$$db = 1.24$$

$ds$ : Factor de mayoración de los momentos por carga sísmica o de viento.

$$ds = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 * \sum Pcr}} \quad (2.1.31)$$

$$ds = \frac{1}{1 - \frac{1759.54T}{0.75 * 18597.47}}$$

$$ds = 1.14$$

$M2b$  = mayor de los momentos flectores últimos por cargas que no producen DESPLAZAMIENTOS transversales (momentos debidos a cargas verticales)

$M2s$  = mayor de los momentos factorados del extremo 1 y 2 de la columna provocados por las cargas que CAUSAN DESPLAZAMIENTOS transversales apreciables (sismo – viento).

Para este procedimiento definimos, (de acuerdo a las condiciones más críticas), las cargas de diseño a aplicarse en cada tipo de columna:

Por ende el momento de diseño se basará en los resultados de la combinación última de momentos tanto para carga vertical M2b como por sismo M2s, de tal forma que:

$$M_c = M_u = 1.24 * 0.95 + 1.14 * 8.61$$

$$**M_c = M_u = 11.03 Tm**$$

#### 2.5.2.5 Armado por diseño a flexocompresión Uniaxial

$$g = \frac{30}{40} = 0.75$$

$$f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Con los datos brindados anteriormente se procede al cálculo del acero en el sentido X-X.

$$x = \frac{M_u}{A_g * h} = \frac{11.03 * 10^5 \frac{kg}{cm^2}}{40 * 45 * 40} = 15.3197 \frac{kg}{cm^2} \cong \mathbf{0.2189 KSI}$$

$$y = \frac{Pu}{Ag} = \frac{121.62 * 10^3 \frac{kg}{cm^2}}{40 * 45} = 67.5667 \frac{kg}{cm^2} \cong \mathbf{0.9652 KSI}$$

$$\mathbf{\rho = 0.014}$$

Para *American Concrete Institute* (2008) los valores de las cuantías se obtuvieron mediante el uso de las S:

$$As = \rho * b * d \quad (2.1.32)$$

$$As = 0.014 * 45 * 40$$

$$\mathbf{As = 25.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14\emptyset 16 \text{ mm} (28.149 \text{ cm}^2)}$$

### 2.5.2.6 Armado Transversal en Columnas

A continuación se realiza el análisis solo por efecto de confinamiento para la columna del eje 3B.

Los datos con los que se obtendrá el diseño transversal son los siguientes:

- $f_c = 240 \frac{Kg}{cm^2}$
- $f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$
- $bc = 40 \text{ cm}$
- $hc = 45 \text{ cm}$

- $r = 2.5 \text{ cm}$
- $h'' = 40 \text{ cm}$
- $H_{libre} = 2.38 \text{ m}$

Según la Norma NEC (2015) la separación del refuerzo transversal debe cumplir con las siguientes condiciones:

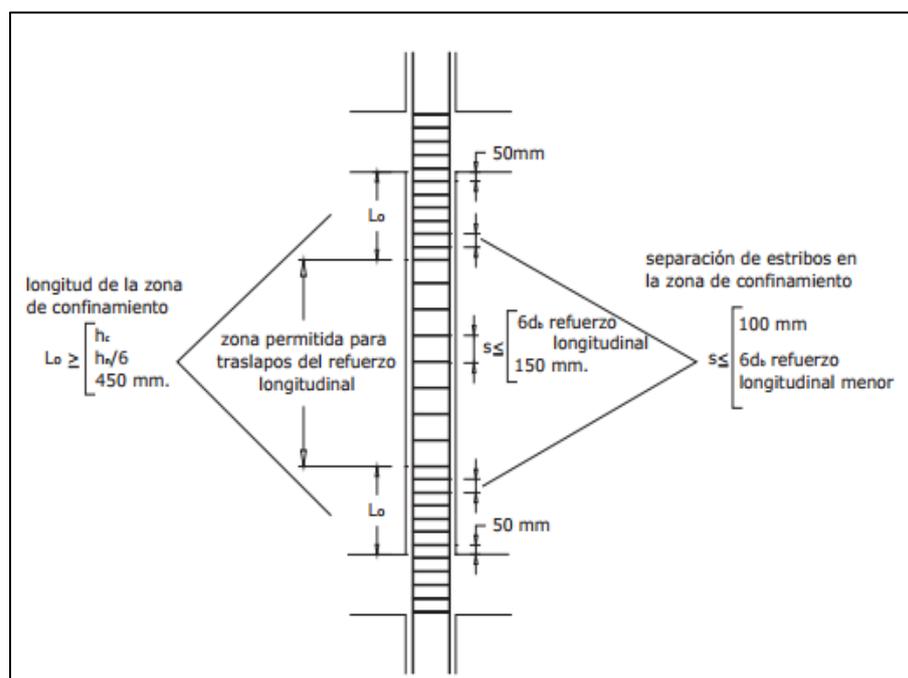


Figura 25.- Separación de estribos.

- Cálculo de áreas.

$$A_g = bc \times hc \quad (2.1.33)$$

$$A_c = h'' \times h'' \quad (2.1.34)$$

$$Ash1 = 0.3 \frac{sbcf'c}{fy} \left[ \left( \frac{Ag}{Ac} \right) - 1 \right] \quad (2.1.35)$$

$$Ash2 = 0.09 \frac{sbcf'c}{fy} \quad (2.1.36)$$

- Cuadro de áreas.

De acuerdo a las formulas descritas anteriormente se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 27.-**

*Cuadro de Áreas.*

Ag	Ac	Ash1	Ash2	OBTENIDO
1800	1600	0,82	1,97	<b>1,97</b>

- Espaciamiento S

**Tabla 28.-**

*Espaciamiento adoptado.*

6DB	10 cm	Sh	ADOP
9,6	10,00	9,60	<b>10,00</b>

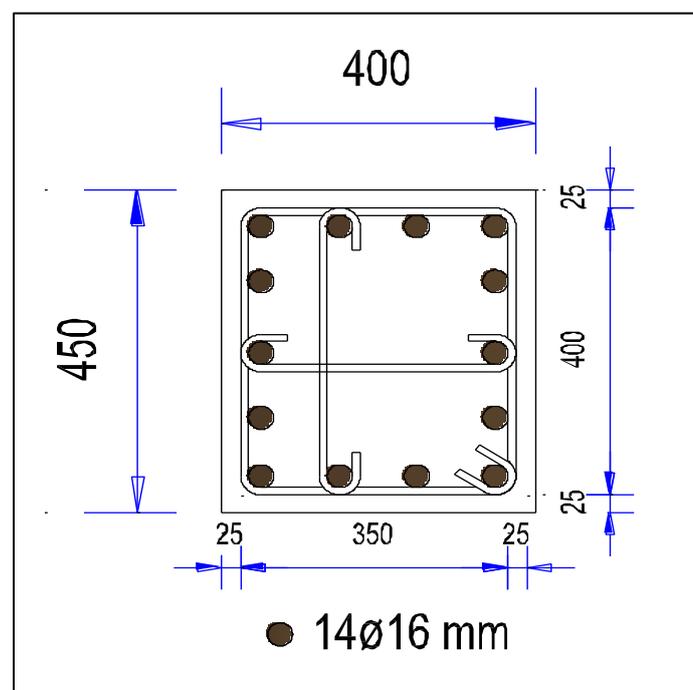
- Longitud mínima  $L_o$

**Tabla 29.-**

Longitud mínima.

$L_c/6$	$B_c$	$H_c$	45 cm	$L_o$
39,66667	40	45,00	45,00	<b>45,00</b>

Entonces el armado final queda de la siguiente manera:



**Figura 26.-** Columna Eje 3B

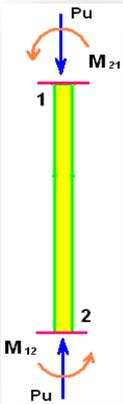
1E  $\phi 10\text{mm}$  @ 10cm hasta 45cm

2V  $\phi 10\text{mm}$  @ 10cm hasta 45cm

El procedimiento para las siguientes columnas es el mismo, a continuación se presenta una con los resultados del diseño a flexo compresión y por confinamiento de una columna:

Tabla 30.-

Resumen de armadura, columna Eje 3-C, 3D.

Diseño de Columnas		
RESUMEN	Eje 3-C	Eje 3-D
	Diseño a flexocompresión	
	Datos de la Columna	
Posición de la Columna	Interna	Externa
Piso de Análisis	2 piso	2 piso
Sección de la viga	30x50 cm	30x50 cm
Sección de la columna	45x45 cm	40 x 40 cm
<b>Cargas y Momentos últimos</b> 	Cargas Ultimas	
	INTERNA	149,9 T
	EXTERNA	121,62 T
	ESQUINERA	84,22 T
	Momentos Últimos	
	(M21u)b	0,71 Tm
	(M21u)s	3,24 Tm
	(M12u)b	1,08 Tm
	(M12u)s	7,04 Tm
	Sentido de análisis	X
Carga Pu a utilizar	149,9 T	121,62
L. total de la columna	288 cm	288 cm
Longitud libre de la columna	238 cm	238 cm
Tipo de Estructura	No Arriostrada	No Arriostrada
Revisión de Esbeltez		
<i>Ei viga</i>	1,52E+10	1,52E+10
<i>Ei columna</i>	3,33E+10	2,08E+10
$\psi$ A	3,169	5,12
$\psi$ B	3,169	5,12
$\psi$ mñ	3,169	5,12
$\psi$ M	3,169	5,12
Rigidez K	1,838	2,226

Continua

<b>Klu</b>	437,34 cm	529,902 cm
<b>Klu/r</b>	32,395	44,158
<b>Klu/r&lt;22</b>	Existe ESBELTEZ	Existe ESBELTEZ
<b>Magnificación de Momentos</b>		
<b>Δb</b>	1,13	1,29
<b>Δs</b>	1,15	1,17
<b>Mc=Mu</b>	14,87 Tm	9,62 Tm
<b>Diseño de columna</b>		
<b>f'c</b>	240 Kg/cm <sup>2</sup>	240 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fy</b>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>base de la columna</b>	45 cm	40 cm
<b>altura de la columna</b>	45 cm	40 cm
<b>r, recubrimiento</b>	2,5 cm	2,5 cm
<b>G</b>	0,8	0,75
<b>ρ asumido</b>	0,012	0,013
<b>As</b>	24,30 cm <sup>2</sup>	20,80 cm <sup>2</sup>
<b>Armadura de Acero</b>	<b>12Ø16 mm</b>	<b>12Ø16 mm</b>
<b>Diseño por Confinamiento</b>		
<b>Ag</b>	2025 cm <sup>2</sup>	1600 cm <sup>2</sup>
<b>Ac</b>	1521 cm <sup>2</sup>	841 cm <sup>2</sup>
<b>Ash1</b>	<b>2,13 cm<sup>2</sup></b>	<b>2.15 cm<sup>2</sup></b>
<b>Ash2</b>	1,93 cm <sup>2</sup>	1,68 cm <sup>2</sup>
<b>s adoptado</b>	10 cm	10 cm
<b>Lo</b>	45 cm	45 cm
<b>Armadura de Confinamiento</b>	<b>de 3EØ10 mm @ 10cm</b>	<b>3EØ10 mm @ 10cm</b>

## 2.6 Diseño de Vigas

Para el cálculo correspondiente a cada tipo de viga se tomara como referencia el pórtico 3.



**Figura 27.-** Pórtico de análisis.

Para el diseño se utilizan los resultados obtenidos del programa ETABS para la envolvente de cargas (combinación crítica de las cargas ingresadas), tomando en consideración para el armado, las recomendaciones de la Norma NEC 2014. (Marcelo & Daniel, 2010)

### 2.6.1 Parámetros de diseño

#### a) Armado mínimo:

Aplicamos las fórmulas recomendadas por el código ACI para establecer el mínimo armado que va a requerir la viga:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (2.1.37)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 30 * 47$$

$$A_{s_{min}} = 4.70 \text{ cm}^2$$

#### b) Cuantía Balanceada y Máxima:

De acuerdo al código ACI tenemos:

$$\rho_b = 0.85 * \frac{\beta * f'_c}{f_y} * \left( \frac{6117}{6117 + f_y} \right) \quad (2.1.38)$$

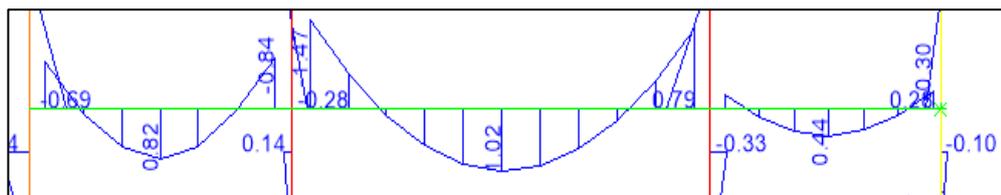
$$\rho_b = 0.85 * \frac{0.85 * 240}{4200} * \left( \frac{6117}{6117 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02448$$

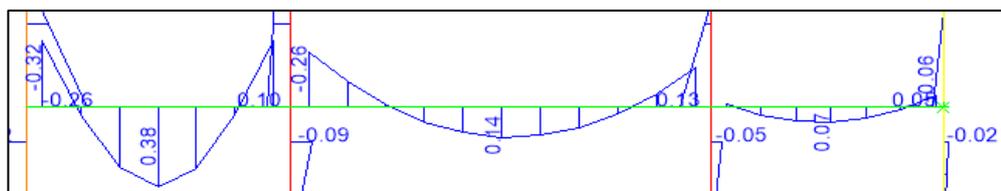
$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b \quad (2.1.39)$$

$$\rho_{max} = 0.01224$$

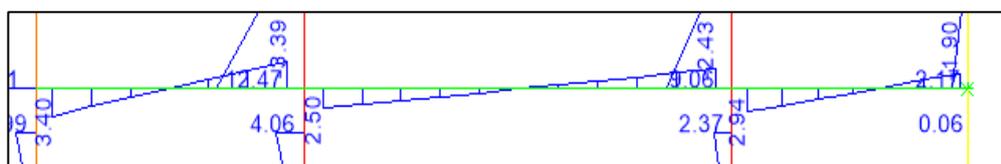
A continuación, se detalla el diseño de una viga correspondiente al nivel +2.88 tomando las solicitaciones obtenidas del modelamiento realizado en ETABS, se puede apreciar cada uno de los momentos en el siguiente gráfico para carga: muerta, viva y sísmica.



**Figura 28.-** Diagrama de momentos Carga, Muerta, Viga N+2.88.



**Figura 29.-** Diagrama de Momentos Carga, Viva, Viga N+2.88.



**Figura 30.-** Diagrama de Momentos Carga Sísmica Viga N+2.88.

A continuación se procede a encontrar una envolvente que nos permita obtener el momento máximo que resista la viga en cada uno de los tramos, este momento máximo se obtiene aplicando las siguientes combinaciones de cargas proporcionadas por la norma ecuatoriana y se detallan a continuación:

$$M_{u1} = 1.2 D + 1.6 L$$

$$M_{u2} = 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E$$

$$M_{u3} = 0.9 D + 1.0 E$$

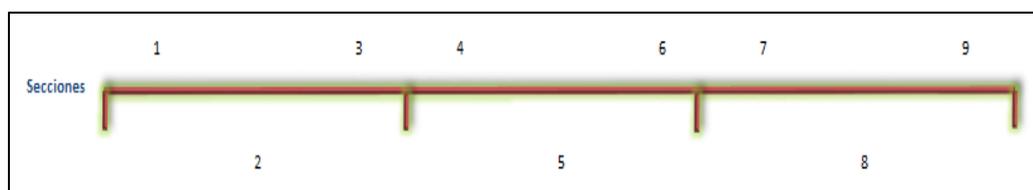
Siendo:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Carga Sísmica

Las vigas son divididas en secciones para facilitar el cálculo y se identifican en el siguiente gráfico.



**Figura 31.-** Viga dividida en secciones.

**Tabla 31.-**

Resultados de las combinaciones de Momentos de Viga N+2.88.

Sección	MD	ML	ME	Mu1	Mu2	Mu3	Mu
1	116217.81	47390.97	386025.81	215286.92	572878.15	490621.84	5.73
2	82110.66	37832.48		159064.76	136365.27	73899.59	1.59
3	130062.87	49419.71	390855.56	235146.98	596350.72	507912.15	5.96
4	193199.92	33296.71	272687.64	285114.63	537824.24	446567.56	5.38
5	101878.15	14202.51		144977.80	136456.29	91690.34	1.45
6	171085.12	24352.56	262423.51	244266.24	492078.21	416400.11	4.92
7	46521.26	4738.89	329411.72	63407.73	389976.11	371280.85	3.90
8	43664.92	7187.64		63898.13	59585.54	39298.43	0.64
9	41417.79	7318.12	208144.72	61410.34	265164.19	245420.73	2.65

Una vez obtenido el momento máximo se procede a diseñar todos los tramos con la cuantía que viene definida por la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\beta_1 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad (2.1.40)$$

Características de los materiales & coeficientes de diseño

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \phi = 0.90$$

Sección de la viga:

$$\text{Ancho (b)} \quad = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Altura efectiva (d)} \quad = 47 \text{ cm}$$

$$\text{Altura (h)} \quad = 50 \text{ cm}$$

Entonces reemplazando los valores tenemos la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{0.85 \times 240}{4200} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu(\text{Kg/cm}^2)}{0.85 * 0.9 * 240 * 30 * 47^2}} \right)$$

Posteriormente con la cuantía obtenida se calcula el acero de la viga.

**Tabla 32.-**

*Armadura calculada en cada tramo de la viga.*

Sección	Mu (kg.cm)	As (cm <sup>2</sup> )
1	572878.15	3.50
2	159064.76	0.95
3	596350.72	3.65
4	537824.24	3.28
5	144977.80	0.87
6	492078.21	3.00
7	389976.11	2.37
8	63898.13	0.38
9	265164.19	1.60

Todos los As calculados no superan el As mínimo por lo tanto se asume el As mínimo para toda la longitud de la viga. Entonces se empleará 4 varillas de 14 mm en toda la longitud sin refuerzos adicionales.

A continuación se presenta el armado de todas las vigas en el pórtico.

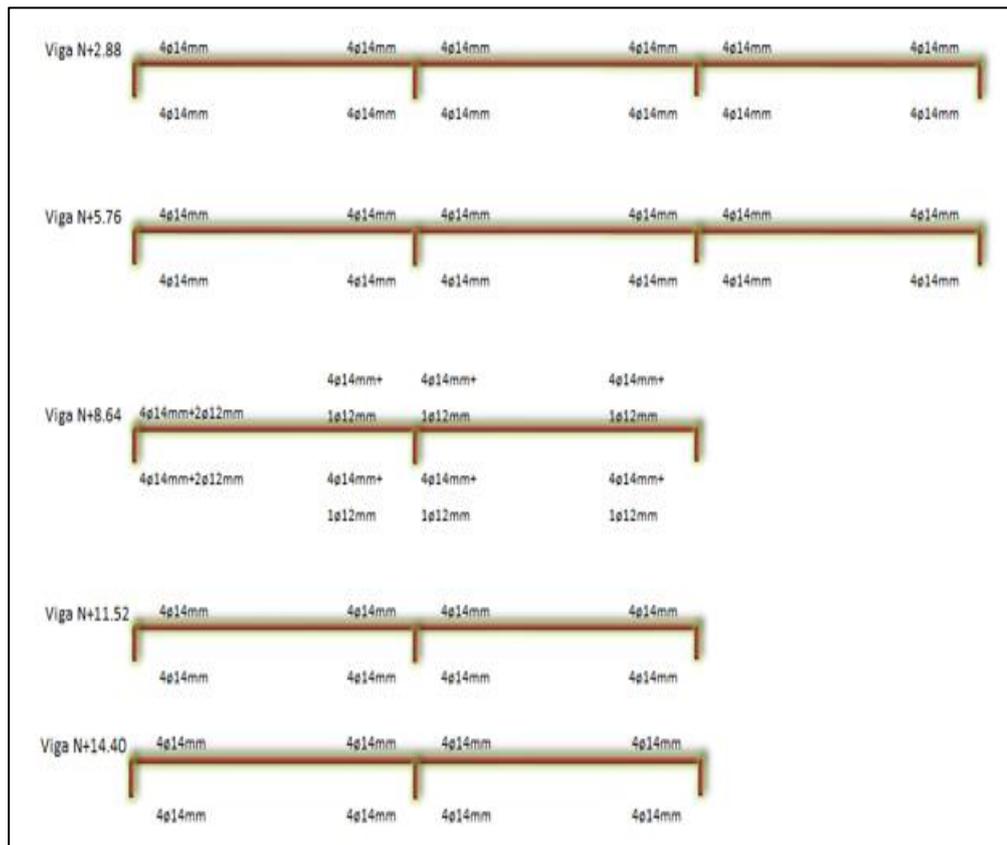


Figura 32.- Vigas armadas según los diferentes vanos.

### 2.6.2 Diseño del Acero Transversal

Con los resultados del armado longitudinal se puede conocer el momento probable que va ocurrir en cada extremo de la viga con los siguientes parámetros mostrados a continuación.

$$M_{pr} = 1.25 * f_y * A_s * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.1.41)$$

Adicionalmente el único parámetro que no se ha definido es “a” y se lo detalla a continuación.

$$a = \frac{1.25 * f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b} \quad (2.1.42)$$

Considerando las cargas que actúan en cada tramo de las vigas y su correspondiente luz libre, se calcula los siguientes cortantes.

$$V_p = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{L_n} \quad (2.1.43)$$

$$V_g = \frac{W_u * L_n}{2} \quad (2.1.44)$$

Ya determinados estos últimos se obtiene el cortante último que actúa en los extremos de la viga.

$$V_e = V_u = V_g + V_p$$

Para determinar el trabajo o esfuerzo del hormigón, se calcula:

$$V_c(x) = 0.17 * \sqrt{f'_c(Mpa)} * b(mm) * d(mm) \quad (2.1.45)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (2.1.46)$$

### 2.6.2.1 Restricciones para el $V_s$

Se debe comparar el  $V_s$  que no sea mayor a  $V_{s1}$  que se detalla a continuación o significa que la sección no es suficiente.

$$V_{s1} = 0.66 * \sqrt{f'c(Mpa)} * b(mm) * d(mm) \quad (2.1.47)$$

Adicionalmente se compara con el  $V_{s2}$  para saber si la separación es suficiente.

$$V_{s2} = 0.33 * \sqrt{f'c(Mpa)} * b(mm) * d(mm) \quad (2.1.48)$$

### 2.6.2.2 Cálculo del acero del estribo $A_v$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad (2.1.49)$$

Donde se sabe que:

$$A_v = 2 * A_{S_{estribo}} \quad (2.1.50)$$

Adicionalmente se tiene las restricciones de acero mínimo para el confinamiento, el  $A_v$  no podrá ser menor al calculado con las siguientes fórmulas.

$$A_{v_{min1}} = 0.062\sqrt{f'c(Mpa)} * \frac{b(mm) * s(mm)}{fy(mpa)} \quad (2.1.51)$$

$$A_{v_{min2}} = 0.35 \frac{b(mm) * s(mm)}{fy(mpa)} \quad (2.1.52)$$

### 2.6.2.3 Separación de Estribos

Se elige el menor entre los siguientes rangos determinados por el NEC (utilizando para el acero longitudinal  $\phi 14\text{mm}$ ).

- Altura efectiva dividida para 4.
- Seis veces el diámetro de la varilla longitudinal
- 20 cm.

Para el caso analizado se asume 8 cm debido a la varilla longitudinal de 14 mm y es la separación más crítica.

### Cálculos a partir de 2H

A partir de las fórmulas detalladas anteriormente se comprueba la resistencia a partir de 2H, manteniendo constantes los valores de  $V_p$ .

Finalmente para el armado de los estribos se define 1 estribo de 10 mm con separación de 8 cm antes de 2H y cada 20 cm de separación a partir de 2H en todas las vigas del pórtico.

### **2.6.3 Diseño Conexión Viga-Columna**

El diseño de las conexiones viga- columna se considera como el punto más crítico al realizar el diseño de un edificio de hormigón armado, sobre todo para estructuras cuyo tipo de configuración son pórticos y carecen de diafragmas o elementos que disipen la fuerza sísmica. El comportamiento exitoso de un nudo, depende fundamentalmente del confinamiento lateral que se le proporcione. El confinamiento puede hacerse mediante la instalación de estribos colocados dentro de la zona del nudo. Para el proceso de verificación se detallan los siguientes puntos:

a) Control de deterioro de adherencia.

Es importante obtener un correcto diámetro de varilla para retardar el deterioro por adherencia. Para reducir el deslizamiento de las varillas y reducir el deterioro de adherencia, el ACI propone el siguiente control:

La dimensión de la columna paralela al refuerzo de la varilla de la viga no debe ser menor a 20 veces el diámetro de la varilla longitudinal de la viga.

La dimensión de la viga paralela al refuerzo de la varilla de la columna no debe ser menor a 20 veces el diámetro de la varilla longitudinal de la columna.

$$h_c \geq 20 \phi_{viga}$$

$$h_v \geq 20 \phi_{columna}$$

b) Control de resistencia al cortante.

- Resistencia del cortante horizontal aplicado al nudo

$$\phi V_n \geq V_j$$

Dónde:

$V_n$ = Cortante resistido por el nudo

$V_j$ = Cortante aplicado al nudo

$\phi$ = factor de reducción de capacidad.

Se calculan los momentos que se generan en el nudo

$$M_1 = A_s1 \propto F_y \left( d - A_s1 \propto \frac{F_y}{1.7f'_{cb}} \right)$$

$$M_2 = A_s1 \propto F_y \left( d - A_s1 \propto \frac{F_y}{1.7f'_{cb}} \right)$$

Dónde:

$M_1, M_2$ = Capacidad a flexion positiva y negativas de las vigas.

$F_y$ = Resistencia a fluencia del refuerzo.

$F'_c$ = Resistencia a la compresión del hormigón.

$b$ = Ancho de la viga que llega al nudo.

$d$ = Altura efectiva de la losa.

$A_{s1}$ =armadura del acero longitudinal superior de la viga.

$A_{s2}$ =armadura del acero longitudinal inferior de la viga.

Por lo tanto:

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H}$$

Donde  $H$  es la distancia entre puntos de inflexión de la columna, puede ser tomado a media altura solo para pisos intermedios.

Se define que la fuerza  $V_j$  aplicada al nudo es:

$$V_j = T1 + C2 - V_{col}$$

Considerando que  $T1$  y  $C2$  son fuerzas transmitidas al nudo a través de la adherencia de los aceros.

$$T1 = A_{s1} \times F_y$$

$$C2 = A_{s2} \times F_y$$

- Resistencia del cortante Horizontal resistido por el nudo

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c A_j}$$

Para nudos interiores.....	5.3 $\sqrt{f'c} A_j$
Para nudos exteriores.....	4.0 $\sqrt{f'c} A_j$
Para nudos esquineros.....	3.2 $\sqrt{f'c} A_j$

**. Recomendaciones del Comité ACI- 352SR-02 para conexiones viga- columna**

Donde:

$$A_j = b_v * h_c$$

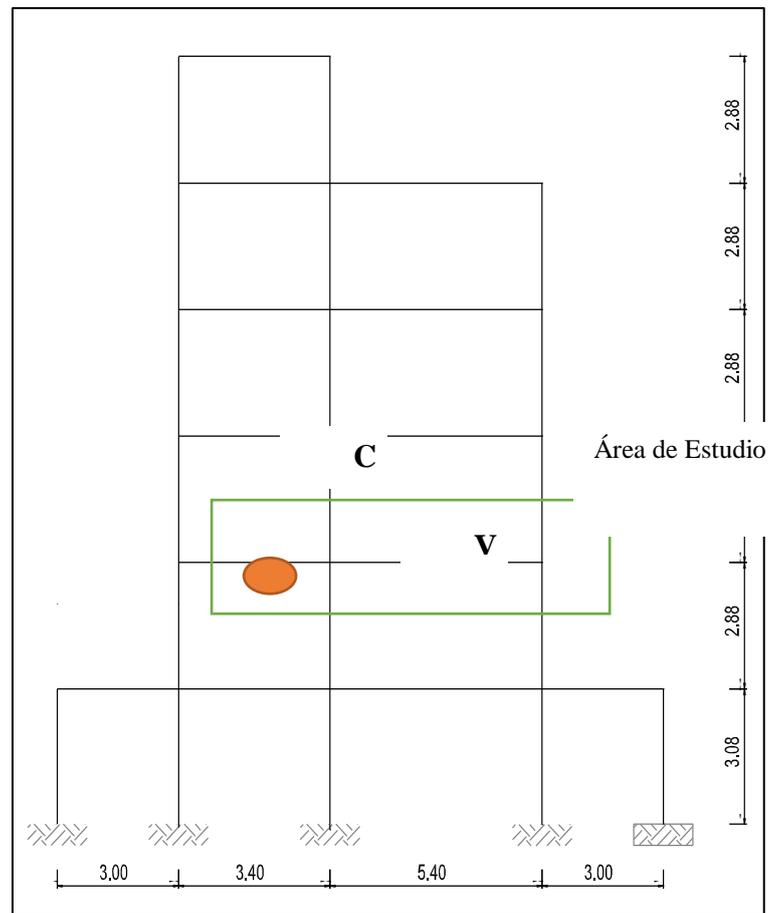
- Resistencia del cortante Vertical aplicado al nudo.

$$V_{jv} = V_j * \left( \frac{h_v}{h_c} \right)$$

Se debe comprobar que el peralte de la viga sea mejor al peralte de la columna.

$$h_v < h_c$$

A continuación se presentan los resultados del diseño de conexión viga- columna del pórtico del eje 3, en el siguiente nudo:



**Figura 33.- Pórtico Eje 3.**

Viga	Ancho	Peralte	As1	As2
V1	30	50	4fi14	4Ø1 4

Columna	Ancho	Peralte	As
C1	55	55	12Ø16

a) Control de deterioro de adherencia.

ØViga:

$$hc \geq 20\phi_{viga}$$

$$550mm \geq 20(14)$$

$$550mm \geq 280mm \text{ ok}$$

ØColumna:

$$hv \geq 20\phi_{columna}$$

$$500mm \geq 20(16)$$

$$550mm \geq 320mm \text{ ok}$$

El diseño es igual para las 2 direcciones debido a que la columna es cuadrada y los aceros son los mismos en ambas direcciones.

b) Control de resistencia al cortante.

- Resistencia del cortante Horizontal aplicado al nudo

$$As1 \quad 6,16 \text{ cm}^2$$

$$As2 \quad 6,16 \text{ cm}^2$$

$$M1 \quad 13,19 \text{ Tm}$$

$$M2 \quad 13,19 \text{ Tm}$$

$$Vcol \quad 9,16 \text{ T}$$

$$T1 \quad 32,34 \text{ T}$$

$$C2 \quad 32,34 \text{ T}$$

$$**Vj = 55,52 T**$$

- Resistencia del cortante Horizontal resistido el nudo

$$Aj = 30 * 55$$

$$Aj = 1650 \text{ cm}^2$$

Para nudos interiores..... $5.3 \sqrt{f'c} Aj$

- Resistencia del cortante Horizontal resistido el nudo

$$Vn = 0.53 * \sqrt{240} * 1650$$

$$Vn = 0.53 * \sqrt{240} * 1650$$

$$**Vn = 135.47 T**$$

Se verifica:

$$\phi Vn \geq Vj$$

$$(0.85)135.47 \geq 55.52$$

$$**115.15 \geq 55.52 \quad ok**$$

- Resistencia del cortante Vertical aplicado al nudo.

$$hv < hc$$

$$50 < 55 \quad ok$$

$$Vjv = 55.52 * \left(\frac{50}{55}\right)$$

$$**Vjv = 50.47 T**$$

Se verifica:

$$V_j v \leq V_j$$

$$50.47 \leq 55.52 \text{ ok}$$

c) Resistencia mínima a flexión de columnas

Además la resistencia a flexión de columnas debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

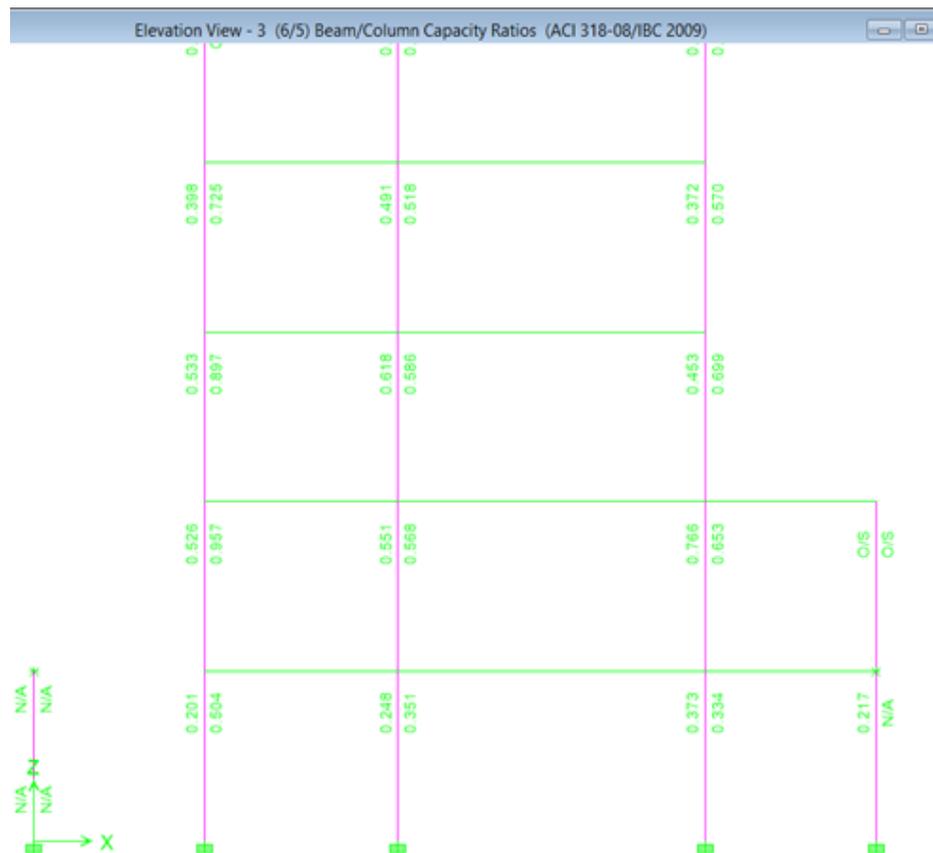


Figura 34.- Comprobación de conexión viga-columna.

Para cumplir con dicha condición se utilizó el chequeo que realiza el programa Etabs en el cual se aprecia que los nudos cumplen satisfactoriamente la ecuación, con una salvedad que para el programa mencionado la división de sumatoria de momentos debe ser menor a 1 y el chequeo de conexión viga-columna debe ser cuantificado con las armaduras obtenidas producto del diseño, mas no con las que se obtienen del programa.

## **CAPÍTULO 3**

### **3. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE UTILIZANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL**

#### **3.1. Definición**

Con los procedimientos no lineales hay una mayor aproximación a lo que en realidad sucede en la edificación, es con este tipo de métodos donde se puede definir cómo está la falla y cómo llega el colapso progresivamente.

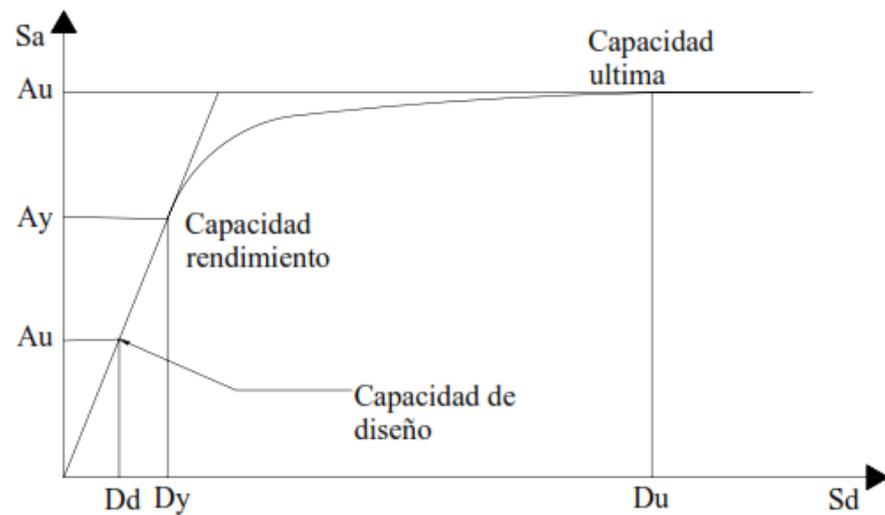
En sismos de baja magnitud las deformaciones no son considerables y se mantienen en el rango elástico todos los elementos de la estructura. Cuando se incrementa magnitud la capacidad de los elementos sobrepasa el rango elástico y llega al rango plástico donde ya se ven daños considerables en la estructura, por eso se debe recurrir a los métodos no lineales.

El conocimiento estructural frente a sismos de las edificaciones construidas o que van a ser construidas en zonas de alto riesgo sísmico especialmente en el comportamiento de los elementos que fallan durante el evento es fundamental cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad, aquí es necesario la evaluación de la estructura con métodos actuales donde se toma en cuenta el desempeño ante las cargas laterales y se considera el comportamiento no lineal de materiales.

Cada característica del material se toma en cuenta para la evaluación con el *pushover*, que con el paso del tiempo evolucionó para poder aplicarse en modelos tridimensionales con técnicas como el *pushover* controlado y no controlado, el uso del patrón de cargas controlado, y patrón de desplazamientos en vez de fuerzas, así el método tiene mayores ventajas para la aplicación.

### **3.2. Análisis de Colapso (*Pushover*)**

El análisis estático no lineal, o *Pushover* es un método no lineal muy eficiente para obtener la capacidad de una estructura comparando con su relación resistencia- deformación, de esta forma la edificación se somete a cargas sísmicas que se incrementan hasta que se tiene la máxima capacidad de resistencia. Con el *Pushover* se identifica secuencialmente el agrietamiento hasta el momento de falla de los elementos estructurales, las solicitaciones últimas y deformaciones.



**Figura 35.-** Curva de Capacidad.

Entonces tenemos:

$A_u$ : Aceleración espectral última.

$D_u$ : Deformación última.

$A_y$ : Aceleración espectral en fluencia.

$D_y$ : Deformación en fluencia.

Para realizar este procedimiento se incorporan las características no lineales de cada elemento de la estructura, el método se basa en desplazamientos y tiene claro las limitaciones a la hora de la interpretación de resultados como los siguientes:

- El análisis asume que el daño se produce exclusivamente por la deformación lateral pero no toma en cuenta disipación de energía acumulada y duración del efecto sísmico.
- Al tomar en cuenta efectos de deformación lateral tampoco toma en cuenta componentes dinámicos de las fuerzas, como energía cinética y energía de amortiguamiento viscoso.

Inicialmente el análisis se incorpora para modelos bidimensionales pero con el paso del tiempo y las facilidades tecnológicas se incorporó para modelos espaciales, las limitaciones también se reducen por las implementaciones de *pushover* controlado y no controlado, la implementación del patrón de cargas laterales y el de desplazamientos en vez de fuerzas, el método tiene una serie de ventajas en su aplicación ya que el Pushover es una alternativa práctica para encontrar la respuesta sísmica en una edificación. Es un avance en comparación a la teoría lineal.

### **3.2.1. Pushover Tradicional**

El *Pushover* tradicional consiste en llevar al colapso la estructura diseñada; esto se logra con la aplicación de un patrón de cargas sísmicas incrementales y cargas gravitacionales constantes, estas se aplican en la misma dirección hasta el colapso de la estructura o hasta una carga definida. Así se evalúa el desempeño esperado de la estructura por estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, también se puede aplicar:

- Para verificar proporción de sobre resistencia.
- Para comprobar la plasticidad esperada y estimar el daño de la estructura.
- Verificar que conexiones críticas tengan la capacidad de transmitir cargas entre elementos.
- Para realizar un rediseño.

Este método asume que los múltiples grados de libertad de la edificación están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema de un grado de libertad equivalente con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para el análisis, incorpora la no linealidad de materiales, de manera que se mueve hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones así como las fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas.

Al aplicar las fuerzas laterales el desplazamiento lateral  $d_t$  se calcula usando la teoría de las estructuras, el mismo proceso se repite pero incrementando cargas laterales hasta que la estructura colapse obteniendo un desplazamiento final  $d_{tf}$ .

Por la constante aplicación de cargas el elemento va perdiendo rigidez en función del diagrama momento-curvatura por cada incremento y se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad. Los incrementos de carga se realizan por un rango de alrededor de 0.1 toneladas, cuando se utiliza un programa computacional. Con los incrementos se puede ver el agrietamiento, las rótulas plásticas y todo tipo de fallas en los elementos estructurales hasta el colapso o el desplazamiento esperado.

La relación entre la carga incremental aplicada a la edificación y el desplazamiento en el nivel superior se representa con la curva de capacidad. El desplazamiento se determina por varios métodos, entre los que están el método del espectro capacidad-demanda, donde la curva de capacidad se transforma a un espectro de capacidad con el factor de participación de masa; se usa un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde está la estructura, ambos se superponen y el punto de unión indica el desempeño sísmico de la edificación. También el desempeño por sismo de una estructura se obtiene utilizando el criterio de áreas iguales, consiste en calcular el área bajo la curva de capacidad y luego el área bajo la curva del modelo bilineal. Para elegir el modelo más conveniente depende del grado y tipo de irregularidad que tiene la estructura.

### **3.2.2 Patrón de cargas laterales**

Para aplicar Pushover primero se tiene una carga real proveniente de los códigos de cada lugar, para que se incremente paso a paso. El patrón de cargas utilizado se aproxima a las fuerzas esperadas en el edificio durante el sismo. Como alternativa se utiliza un patrón uniforme de carga lateral, donde las aceleraciones sísmicas son proporcionales al peso de cada nivel del edificio.

### **3.2.3 Curva de capacidad**

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se indica en la curva de capacidad para cada incremento. Esta construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la edificación basado en que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Es válido para estructuras con un periodo fundamental de vibración cercana a un segundo. Para edificios menos rígidos con un periodo fundamental de vibración mayor a un segundo, el análisis considera efectos de los modos de vibración más altos.

### **3.2.4. Desplazamiento esperado**

El desplazamiento que se espera cuando se somete a cargas laterales se obtiene al utilizar un espectro de respuesta elástico que depende de cada tipo de suelo donde se construye, así como la representación bilineal de la curva de capacidad.

El desplazamiento que se espera para una edificación está relacionado con el desempeño para el cual se diseña. Con los niveles de desempeño se tiene mayor protección, para la estructura y usuarios. El desplazamiento esperado se calcula con el modelo equivalente de un grado de libertad, primero se calcula su curva de capacidad resistente que luego se representa de forma bilineal, y al conocer la demanda sísmica que se representa por espectros de respuesta elásticos, se puede demostrar el desplazamiento

esperado para un sistema de un grado de libertad. Así mismo se puede conocer el desplazamiento esperado para el sistema de varios grados de libertad con el factor de participación de masas. Para aplicar este método se requiere una estructura irregular no como la utilizada en el ejemplo pero puede reemplazarse con un análisis modal espectral detallado en el siguiente capítulo, lo cual es permitido por el NEC 2015.

## **CAPÍTULO 4**

### **4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE OCHO PISOS UTILIZANDO EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL**

#### **4.1 Definición**

Uno de los métodos más utilizados para el cálculo de fuerzas es el Método Modal Espectral ya que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables. La ventaja de este método es que permite determinar espectros envolventes que representan la sismografía del lugar de la estructura en análisis y evita tener que realizar combinaciones a partir de cálculos de múltiples acelerogramas. (ESPE, 2014)

Este método es utilizado para determinar los modos de vibración de una estructura ya que estos son útiles para comprender el comportamiento de la estructura y como base de la superposición modal en los casos de análisis de espectro de respuesta y tiempo – historia.

Mediante el uso de la rigidez final de un caso de análisis no lineal, se puede evaluar los modos bajo condiciones P-delta o de rigidez geométrica, a diferentes estados de construcción o siguiendo excursiones no lineales significativas de un sismo severo.

### 4.1.1 Análisis eigenvector

El análisis eigenvector determina las formas modales y frecuencias de un sistema de vibración libre no amortiguado. Estos modos naturales proveen una excelente visión del comportamiento de la estructura. Además también pueden ser usados como la bases del análisis de espectro de respuesta o del análisis tiempo historia.

El análisis eigenvector involucra la solución del problema generalizado del eigenvalor.

$$[\mathbf{K} - \Omega^2 \mathbf{M}] \Phi = \mathbf{0} \quad (4.1)$$

Donde  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez,  $\mathbf{M}$  es la matriz diagonal de masas,  $\Omega^2$  es la matriz diagonal de eigenvalores y  $\Phi$  es la matriz correspondiente de eigenvectores (formas modales).

Esta expresión se deduce de la forma general del sistema de ecuaciones diferenciales para el análisis dinámico, es un sistema de múltiples grados de libertad.

Cada par eigenvalor-eigenvector es llamado modo de vibración natural de una estructura. Los modos son identificados por números desde el 1 hasta  $n$  en el orden encontrado por el programa.

El eigenvalor es el cuadrado de la frecuencia circular,  $\omega$ , para estos modos (a menos que la frecuencia de cambio sea usada. La frecuencia cíclica  $f$ , y el periodo  $T$ , de los modos están relacionados con  $\omega$ , de la siguiente manera:

$$T = \frac{1}{f}, \quad f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (4.2)$$

También se puede especificar el número de modos a encontrar, una tolerancia de convergencia y el rango de frecuencia que nos interese. Estos parámetros son descritos en el siguiente tópico.

#### Número de modos

Se puede especificar el número máximo y mínimo de modos a ser hallados. El programa no va a calcular más del número máximo de modos, puede calcular menos modos si hay menos grados de libertad de masa, todos los objetivos de participación dinámica se han cumplido o el número máximo de ciclos ha sido alcanzado para todas las cargas.

Un grado de libertad de masa es cualquier grado de libertad activo que posee masa traslacional o momento de inercia rotacional. Esta masa ha sido asignada directamente a la articulación o puede venir de los elementos conectados. Solo los modos hallados estarán disponibles para ser utilizados por el análisis de espectro de respuesta o el análisis tiempo – historia.

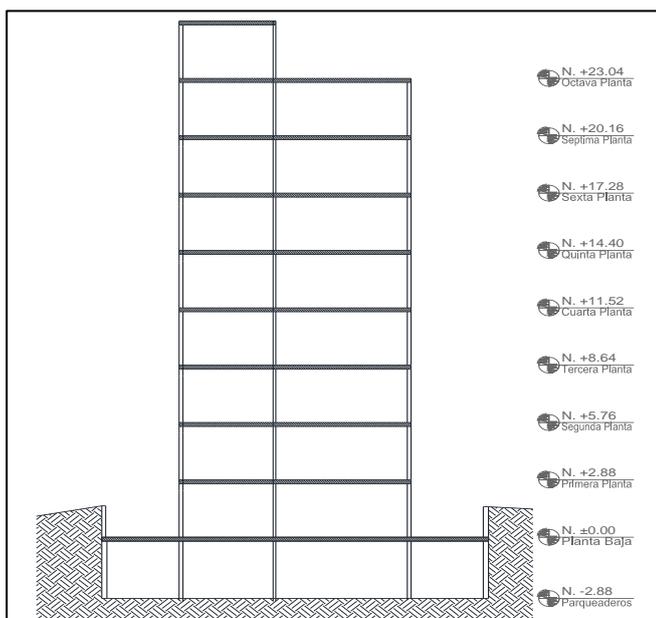
## 4.2 Modelamiento de la estructura

### 4.2.1 Configuración en planta de la estructura

El proyecto tendrá la misma configuración en planta del modelo mostrado anteriormente, con la diferencia en el aumento de 4 pisos que van a ser utilizados para departamentos.

### 4.2.2 Configuración en elevación de la estructura

La configuración en elevación consta de 1 subsuelo destinado a parqueaderos en el nivel -2.88, luego se tiene la planta baja donde se ubica un departamento, el ingreso al edificio y la guardianía. El edificio cuenta con 8 plantas superiores destinadas a departamentos y una tapa grada en el nivel 25.92. A continuación se muestra un esquema de la estructura en elevación.



**Figura 36.- Configuración en elevación de la estructura.**

Modelo	Subestructura	Super-estructura	Esquema
1	1	8	8
			7
			6
			5
			4
			3
			2
			1
			subsuelo

**Figura 37.-** Esquema de la edificación.

El análisis y combinaciones de cargas que se aplican en la estructura están demostrados detalladamente en el Capítulo 2 sección 2.2.3, y como resultado de carga viva se obtiene un valor de 137.85 kg/cm<sup>2</sup>.

Las propiedades de las secciones también se demuestran en el Capítulo 2 sección 2.2.5, pero debido al cambio de configuración en elevación del edificio se requiere un cambio de secciones en los elementos estructurales, más detalles en las siguientes secciones:

Vigas: 30X50 cm

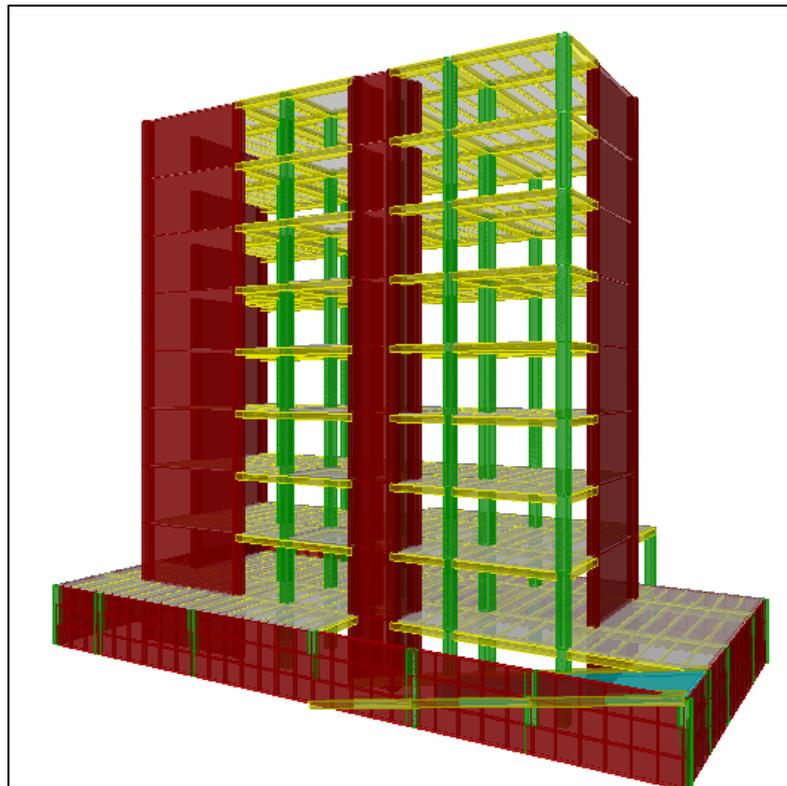
Columnas pisos 1-2-3-4: 50x50 cm

Columnas pisos 5-6-7-8: 45x45 cm

Diafragmas: 20 cm espesor

### 4.2.3 Modelo matemático

El modelo matemático propuesto tiene como objetivo simular la estructura lo más real posible, presenta muros de contención en el subsuelo que fueron analizados mediante elementos finitos con apoyos simples y un espesor de 15 cm. También cuenta con una rampa para el acceso vehicular que está diseñada como losa maciza de 20 cm de espesor asentada con vigas en los extremos de la misma. Se utilizó un modelo de pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales.



**Figura 38.-** Modelo matemático del edificio de 4 pisos.

### 4.3 Aplicación del Análisis Modal Espectral

Según lo que se explicó en el Capítulo 2 en la obtención de la aceleración  $S_a$  para definir el espectro de respuesta se requiere tener varios rangos de periodo para así tener las diferentes aceleraciones y graficar el espectro de diseño que se ingresa en el ETABS para tener el nuevo método de diseño. A continuación se tiene los periodos asumidos en rangos distribuidos según el  $T_0$ ,  $T_c$ , y  $T_L$  para obtener el espectro de diseño.

#### 4.3.1 Parámetros para la obtención del Espectro del NEC-SE

La obtención de estos parámetros ha sido explicada detalladamente en el Capítulo 2, aquí presentamos un resumen de los valores a utilizar para obtener el espectro de diseño del NEC-SE.

**Tabla 33.-**

*Parámetros para obtener el  $S_a$ .*

ESPECTROS DE DISEÑO NEC					
	Perfil de suelo =	C			
	Zona =	V			
$\square =$	2.48	$r =$	1.00	$I =$	1.00
$Z =$	0.40	$T_0 \text{ (seg)} =$	0.10	$\square_{Pi} =$	1.00
$Fa =$	1.20	$T_C \text{ (seg)} =$	0.56	$\square_{Ei} =$	1.00
$Fd =$	1.11	$T_L \text{ (seg)} =$	2.66	$R =$	8.00
$Fs =$	1.11				

Una vez definido los valores del perfil de suelo, factores de amplificación, importancia de la estructura se procede al cálculo de la aceleración espectral. De acuerdo a los valores obtenidos de  $T_o$  y  $T_c$  se definen los valores del periodo para realizar la gráfica del espectro.

**Tabla 34.-**

*Resultado de la Aceleración Espectral.*

Cálculo de $S_a$				
$C_t =$	0.055	$CM =$	0.618	$T/m^2$
$h_n =$	23.040	$CV =$	0.138	$T/m^2$
$\square =$	0.750	$W =$	0.653	$T/m^2$
$T(\text{seg}) =$	0.578	$V =$	79.20	T
<b><math>S_a =</math></b>	<b>1.1622399</b>			
$V/W =$	0.14528			

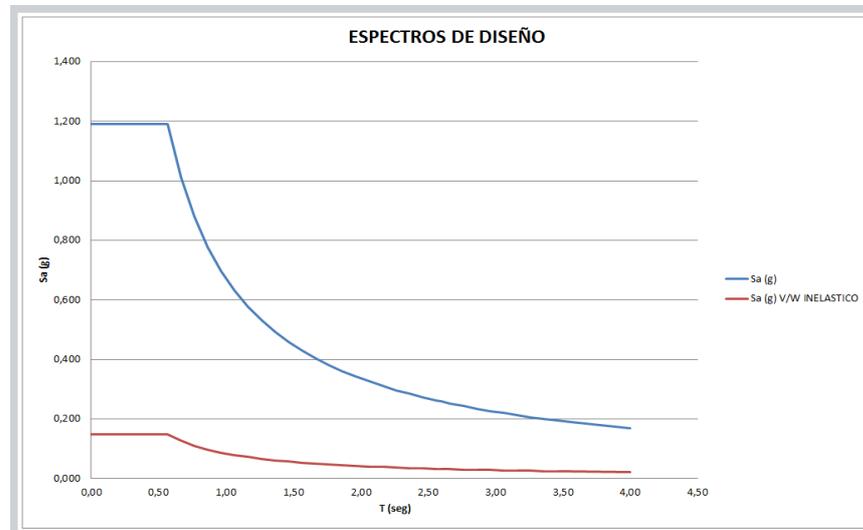
Para continuar con el diseño del edificio se ingresan los valores del espectro sísmico inelástico debido a la reducción por ductilidad  $R=8$ , estos valores se ingresan en el programa con un factor de amortiguamiento de 5% como ya se explicó anteriormente.

**Tabla 35.-**

Valores de período y aceleración  
espectral.

T (seg)	Sa (g) INELASTICO	V/W
0,00	0,14880	
0,02	0,14880	
0,04	0,14880	
0,06	0,14880	
0,08	0,14880	
0,10	0,14880	
0,16	0,14880	
0,22	0,14880	
0,28	0,14880	
0,34	0,14880	
0,40	0,14880	
0,46	0,14880	
0,56	0,14880	
0,66	0,12641	
0,76	0,10988	
0,86	0,09718	
0,96	0,08710	
1,06	0,07892	
1,16	0,07215	
1,26	0,06644	
1,36	0,06157	
1,46	0,05737	

T (seg)	Sa (g) INELASTICO	V/W
1,56	0,05370	
1,66	0,05048	
1,76	0,04762	
1,86	0,04506	
1,96	0,04277	
2,06	0,04070	
2,16	0,03882	
2,26	0,03710	
2,36	0,03553	
2,46	0,03409	
2,56	0,03276	
2,60	0,03232	
2,66	0,03154	
2,76	0,03040	
2,86	0,02934	
2,96	0,02835	
3,06	0,02742	
3,16	0,02656	
3,26	0,02574	
3,36	0,02498	
3,46	0,02426	
3,56	0,02358	
4,00	0,02101	



**Figura 39.-** Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleraciones sin considerar el ramal izquierdo.

**Response Spectrum Function Definition**

Function Name:  Function Damping Ratio:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.149
0.02	0.149
0.04	0.149
0.06	0.149
0.08	0.149
0.1	0.149
0.16	0.149
0.22	0.149
0.28	0.149

Buttons: Add, Modify, Delete

Function Graph

The function graph shows a blue curve on a grid. The curve starts at a period of 0.02 s with an acceleration of 0.149 g and decays as the period increases, reaching approximately 0.050 g at 4.000 s. The grid has major lines every 0.200 s on the x-axis and every 0.200 g on the y-axis.

Buttons: Display Graph, OK, Cancel

**Figura 40.-** Ingreso del Espectro Inelástico

Es necesario introducir los factores de escala que dan las unidades al caso de carga EspectroX, debido a que esta expresado como fracción de la gravedad es por ello que el factor en la dirección de análisis es 9.8 m/s<sup>2</sup> y se toma un 30% para la dirección perpendicular al sentido de análisis.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC  SRSS  ABS  GMC

f1  f2

Directional Combination

SRSS  ABS Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="ESPNEC"/>	<input type="text" value="9.8"/>
U2	<input type="text" value="ESPNEC"/>	<input type="text" value="2.94"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

**Figura 41.-** Caso de Carga Espectrox.

## 4.4 Control de derivas de piso

Se analiza la deriva de piso en el sentido X tomando en cuenta el caso ESPECTROX, este nos dará como resultado la deriva elástica

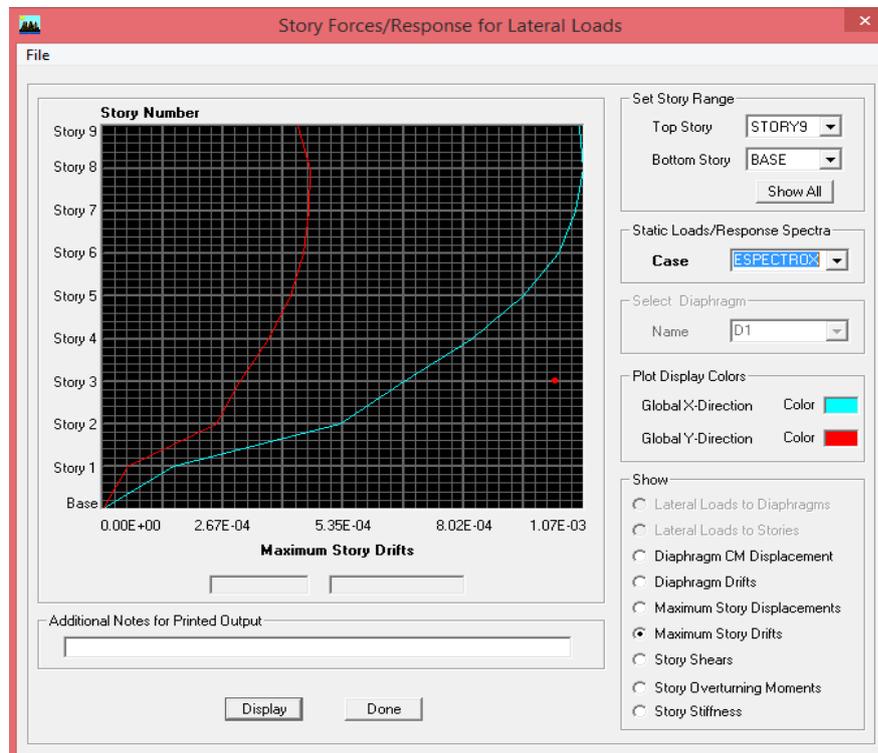


Figura 42.- Deriva Elástica sentido X.

### 4.4.1 Deriva Inelástica Sentido X

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.00107)$$

$$\Delta_M = 0.006 < 0.02 \Delta_{Max}$$

Se analiza la deriva de piso en el sentido Y tomando en cuenta el caso ESPECTROY, este nos dará como resultado la deriva elástica.

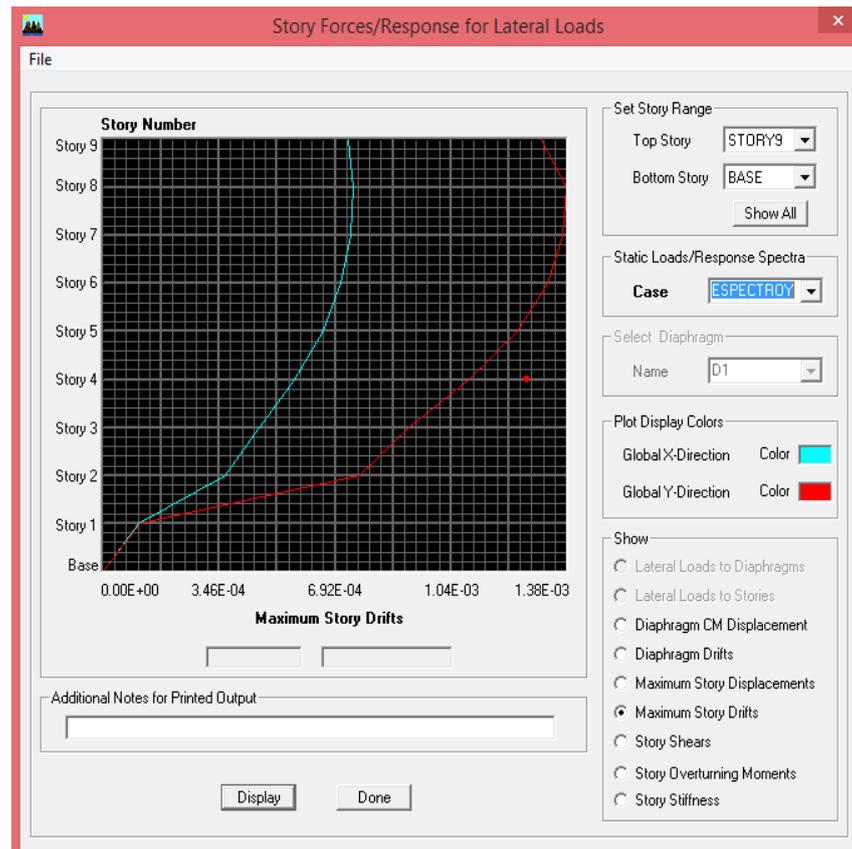


Figura 43.- Deriva Elástica Sentido Y.

#### 4.4.1 Deriva Inelástica Sentido Y

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.00138)$$

$$\Delta_M = 0.008 < 0.02 \Delta_{Max}$$

## 4.5 Control de Modos de Vibración

Para el control de los modos de vibración se deben considerar todos los modos que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Es importante que la sumatoria de los modos en cada una de las direcciones horizontales de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

**Tabla 36.-**

*Control de modos.*

Modal Participating Mass Ratios											
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	
1	0.812146	0.9757	56.5979	0.0000	0.9757	56.5979	0.0000	88.1427	1.5390	4.8413	
2	0.664592	60.9075	1.1238	0.0000	61.8832	57.7217	0.0000	1.7419	95.2913	0.2937	
3	0.451738	0.1111	4.7744	0.0000	61.9943	62.4961	0.0000	7.3629	0.1913	54.3165	
4	0.174150	0.0018	16.9886	0.0000	61.9962	79.4848	0.0000	1.8827	0.0001	1.2782	
5	0.141868	17.6863	0.0022	0.0000	79.6625	79.4869	0.0000	0.0009	2.1378	0.2163	
6	0.091123	0.1925	1.1412	0.0000	79.8550	80.6281	0.0000	0.0418	0.0237	10.5440	
7	0.090279	0.0016	5.1094	0.0000	79.8565	85.7375	0.0000	0.3998	0.0002	7.4255	
8	0.076302	4.4444	0.2819	0.0000	84.3009	86.0193	0.0000	0.0151	0.2914	0.0447	
9	0.069478	0.1758	1.5222	0.0000	84.4766	87.5415	0.0000	0.0509	0.0122	0.1215	
10	0.060074	0.0090	0.2463	0.0000	84.4857	87.7878	0.0000	0.0085	0.0001	0.0985	
11	0.055273	1.5998	0.0444	0.0000	86.0855	87.8322	0.0000	0.0016	0.0640	0.0610	
12	0.053513	0.1452	0.0797	0.0000	86.2307	87.9119	0.0000	0.0017	0.0076	0.0281	
13	0.050824	0.0458	0.0013	0.0000	86.2764	87.9132	0.0000	0.0001	0.0111	0.0020	
14	0.048807	0.0185	0.0157	0.0000	86.2949	87.9288	0.0000	0.0005	0.0012	0.0392	
15	0.045538	0.0004	0.0083	0.0000	86.2953	87.9372	0.0000	0.0003	0.0006	0.0816	
16	0.045135	0.3414	0.0689	0.0000	86.6367	88.0060	0.0000	0.0013	0.0089	0.0183	
17	0.044729	0.9733	0.0622	0.0000	87.6101	88.0682	0.0000	0.0014	0.0732	0.4498	
18	0.044238	0.0120	0.5346	0.0000	87.6221	88.6028	0.0000	0.0271	0.0002	4.3254	
19	0.040078	0.1665	0.1024	0.0000	87.7886	88.7052	0.0000	0.0027	0.0049	0.0004	
20	0.037151	0.0531	0.1868	0.0000	87.8417	88.8920	0.0000	0.0053	0.0018	0.0002	
21	0.035396	0.0011	0.9030	0.0000	87.8427	89.7950	0.0000	0.0248	0.0001	0.0043	
22	0.034986	0.2610	3.2758	0.0000	88.1037	93.0708	0.0000	0.0909	0.0096	0.0217	
23	0.033987	0.2764	0.9823	0.0000	88.3801	94.0531	0.0000	0.0251	0.0104	1.4910	
24	0.032832	0.8686	0.8176	0.0000	89.2486	94.8707	0.0000	0.0215	0.0356	0.0267	

Como se observa hay 24 modos donde se consideran 3 modos de vibración por piso, las SumUx y SumUy tienen 89.24% y 94.87% respectivamente cumpliendo con las condiciones de la NEC-SE. Uno de los principales principios del control de modos es evitar la torsión, ya que esto nos indica irregularidad en la configuración estructural.

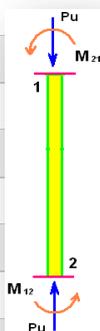
## 4.6 Diseño de Pórtico Sentido X

El procedimiento para el diseño de columnas esta explicado en el Capítulo 2, en este capítulo se da un resumen del armado del pórtico del eje 3 para el edificio de 8 pisos.

**Tabla 37.-**

*Diseño de columnas.*

Diseño de Columnas			
	Eje 3-B	Eje 3-C	Eje 3-D
	Diseño a flexo-compresión		
<b>Datos de la Columna</b>			
<b>Posición de la Columna</b>	Externa	Interna	Externa
<b>Piso de Análisis</b>	1 piso	1 piso	1 piso
<b>Sección de la viga</b>	30x50 cm	30x50 cm	30x50 cm
<b>Sección de la columna</b>	40x40 cm	50x50 cm	40x40 cm
	Cargas Ultimas		
	<b>INTERNA</b>	220.43	
	<b>EXTERNA</b>	283.25	
	<b>ESQUINERA</b>	281.43	
	Momentos Últimos		
	<b>(M21u)b</b>	0,52	8.61
	<b>(M21u)s</b>	0.34	3.21
	<b>(M12u)b</b>	0,48	0.10
	<b>(M12u)s</b>	1.37	0.67
<b>Sentido de análisis</b>	X		
<b>Carga Pu a utilizar</b>	283.25 T	220.43	283.25
<b>L. total de la columna</b>	288 cm	288 cm	288 cm
<b>Longitud libre de la columna</b>	238 cm	238 cm	238 cm
<b>Tipo de Estructura</b>	No Arriostrada	No Arriostrada	No Arriostrada
<b>Revisión de Esbeltez</b>			
<b>Ei viga</b>	1,52E+10	1,52E+10	1,52E+10



**Continua**

<i>Ei columna</i>	2.08E+10	5.07E+10	2.08E+10
$\psi$ A	3.224	7.87	5.12
$\psi$ B	3.224	12.50	5.12
$\psi$ min	3.224	7.87	5.12
$\psi$ M	3.224	10.18	5.12
Rigidez K	1.85	3.01	2.23
Klu	440.21	716.37	529.91
Klu/r	36.68	34.47	44.16
Klu/r<22	Existe ESBELTEZ	Existe ESBELTEZ	Existe ESBELTEZ
<b>Magnificación de Momentos</b>			
$\Delta b$	1.55	1,19	2.07
$\Delta s$	1.33	1.39	1.50
Mc=Mu	2.62 T-m	14.69 T-m	4.94 T-m
<b>Diseño de columna</b>			
f'c	240 Kg/cm2	240 Kg/cm2	240 Kg/cm2
Fy	4200 Kg/cm2	4200 Kg/cm2	4200 Kg/cm2
base de la columna	40 cm	50 cm	40 cm
altura de la columna	40 cm	50 cm	40 cm
r, recubrimiento	3 cm	3 cm	3 cm
G	0,85	0,88	0,85
$\rho$ calculado	0.0089	0.0092	0.0095
$\rho$ asumido	0,01	0,01	0,01
As	16 cm2	25 cm2	16 cm2
Armadura Acero	6Ø14mm+6Ø12mm	8Ø16mm+8Ø14mm	6Ø14mm+6Ø12mm
<b>Diseño por Confinamiento</b>			
Ag	1600 cm2	2500 cm2	1600 cm2
Ac	1089 cm2	1849 cm2	1089 cm2
Ash1	<b>2,39 cm2</b>	<b>2,34 cm2</b>	<b>2,39 cm2</b>
Ash2	1.53 cm2	1.99 cm2	1.53 cm2
s adoptado	10 cm	10 cm	10 cm
Lo	45 cm	50 cm	45 cm
Armadura de Confinamiento	4EØ10 mm @ 10cm	4EØ10 mm @ 10cm	4EØ10 mm @ 10cm

## 4.7 Diseño de Vigas

Para el cálculo correspondiente a cada tipo de viga se tomara como referencia nuevamente el pórtico 3.

Para el diseño se utilizan los resultados obtenidos del programa ETABS para la envolvente de cargas (combinación crítica de las cargas ingresadas), se toma en consideración para el armado, las recomendaciones del ACI y el NEC.

Los parámetros de diseño son los definidos en los anteriores capítulos y se determinan bajo el mismo criterio.

Para el diseño de vigas de todo el pórtico se requiere un armado mínimo que se comprueba mediante el gráfico de la viga del nivel N+2.88 con la cuantía correspondiente:



**Figura 44.-** *Cuantías vigas N+2.88*

Dentro de los parámetros se tiene cuantía mínima de 0.0033 o 0.33% lo cual representa un armado de 4.70 cm<sup>2</sup> entonces se define:

$$2\varnothing 16 \text{ mm} + 1\varnothing 12 \text{ mm}$$

### **Separación de Estribos**

Finalmente para el armado de los estribos se define 1 estribo de 10 mm con separación en el  $2H$  de 10 cm debido a que se toma la menor separación que en el ejemplo es 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal de 16 mm y se obtiene 9.6 cm antes de  $2H$  y cada 20 cm de separación a partir de  $2H$  en todas las vigas del pórtico.

## CAPÍTULO 5

### 5. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA DE DOCE PISOS UTILIZANDO EL ANÁLISIS LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO

#### 5.1 Definición

Luego de haber realizado el análisis estático tomando en cuenta que los efectos de los modos no son tan significantes, y que los edificios son regulares; existe otra condición donde una estructura tiene irregularidad de torsión o sistema no ortogonal es donde se requiere un procedimiento de análisis.

Análisis tiempo-historia es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura a una carga específica que varía con el tiempo. La ecuación de equilibrio dinámico está dada por:

$$K \mathbf{u}(t) + C \dot{\mathbf{u}}(t) + M \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{r}(t)$$

Donde:

K: Matriz de rigidez.

C: Matriz de amortiguamiento.

M: Diagonal de la matriz de masas.

$u, \dot{u}, \ddot{u}$ : Desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente.

r: Carga aplicada.

La entrada sísmica se modela utilizando análisis modal espectral o análisis tiempo-historia pero en ambos casos, las correspondientes fuerzas internas y desplazamientos se determinan al utilizar el análisis elástico lineal. La ventaja de estos procedimientos dinámicos lineales con respecto a los procedimientos estáticos lineales es que los modos más altos pueden ser considerados. Sin embargo, se basan en la respuesta elástica lineal y por lo tanto la aplicabilidad disminuye con el aumento de comportamiento no lineal, que se aproxima por factores globales de reducción de la fuerza.

En el análisis dinámico lineal, la respuesta de la estructura para el movimiento del suelo se calcula en el dominio del tiempo, y por lo tanto toda la información de fase se mantiene. Sólo se suponen propiedades lineales.

### **5.1.1 Registros de aceleración**

Los análisis paso a paso en el tiempo deben utilizarse con las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos 3 eventos sísmicos. Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño, (NEC, Cap. 2, 2015). Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, pueden utilizarse acelerogramas apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos. Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05. Los

acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para periodos entre  $0.2 T$  y  $1.5 T$ , siendo  $T$  el periodo fundamental de la estructura, medido en segundos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

## **5.2 Modelamiento de la estructura**

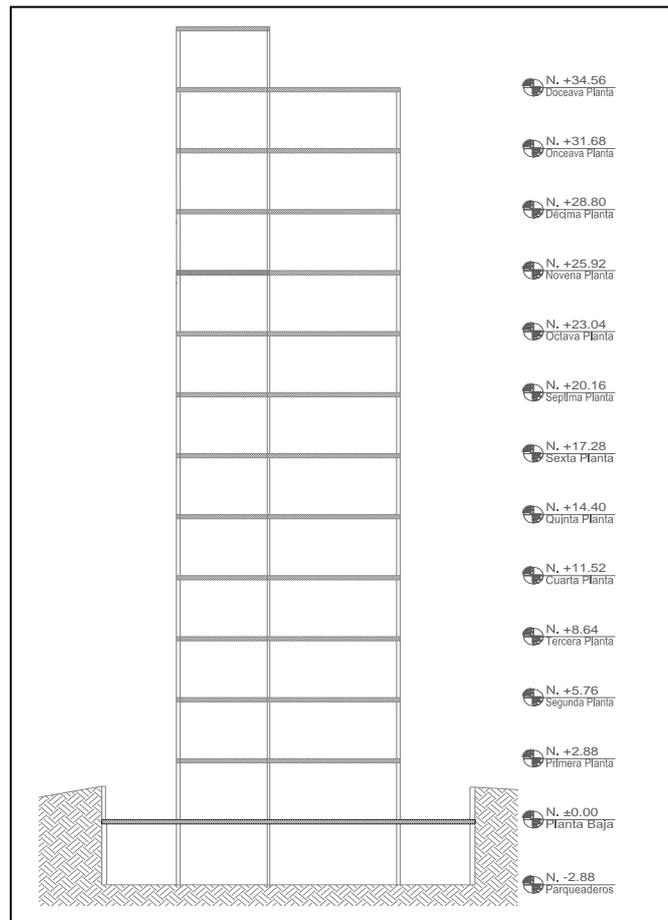
### **5.2.1 Configuración en planta de la estructura**

El proyecto tendrá la misma configuración en planta del modelo mostrado anteriormente, con la diferencia en el aumento de 4 pisos que van a ser utilizados para departamentos.

### **5.2.2 Configuración en elevación de la estructura**

La configuración en elevación consta de 1 subsuelo destinado a parqueaderos en el nivel  $-2.88$ , luego se tiene la planta baja donde se ubica un departamento, el ingreso al edificio y la guardianía. El edificio cuenta con

12 plantas superiores destinadas a departamentos y una tapa grada en el nivel 37,44. A continuación se muestra un esquema de la estructura en elevación.



**Figura 45.-** Configuración en elevación de la estructura.

Modelo	Subestructura	Súper-estructura	Esquema
3	1	12	12
			11
			10
			9
			8
			7
			6
			5
			4
			3
			2
			1
			subsuelo

**Figura 46.- Esquema de la Edificación.**

El análisis de cargas y combinaciones de cargas que se aplican en la estructura están demostrados detalladamente en el Capítulo 2, y como resultado de carga viva se obtiene un valor de 137.85 kg/cm<sup>2</sup>.

Las propiedades de las secciones también se demuestran en el Capítulo 2, pero debido al cambio de configuración en elevación del Edificio se requiere un cambio de secciones en los elementos estructurales, quedando para el modelamiento las siguientes secciones:

Vigas: 30X50 cm

Columnas pisos 1-2-3-4: 60x60 cm

Columnas pisos 5-6-7-8: 55x55 cm

Columnas pisos 9-10-11-12: 50x50 cm

Diafragmas: 20 cm espesor

### 5.2.3 Modelo matemático

El modelo matemático propuesto tiene como objetivo simular la estructura lo más real posible, presenta muros de contención en el subsuelo que fueron analizados mediante elementos finitos con apoyos simples y un espesor de 20 cm. También cuenta con una rampa para el acceso vehicular que está diseñada como losa maciza de 15 cm de espesor asentada con vigas en los extremos de la misma. Se utilizó un modelo de pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales.



**Figura 47.-** *Modelo matemático del Edificio de 12 pisos.*

### **5.3 Aplicación del Análisis lineal de historia en el tiempo**

El escalamiento de los sismos es un procedimiento necesario para el análisis dinámico, son pocos los eventos suficientemente fuertes como para representar los eventos considerados, lo cual es importante en el proceso de ampliación para que exista normalización de los registros. Los registros de sismos se normalizan por un procedimiento racional para eliminar variabilidad registro a registro debido a las diferencias en la magnitud del evento, de la distancia del epicentro y condiciones del suelo. Sin embargo, se mantiene una variabilidad en los datos debido a que son estadísticos y no se puede tener una precisión absoluta.

Para el escalamiento se utiliza las directrices establecidas en el capítulo 16 del ASCE 7-10 que se indican a continuación.

Para los sitios con distancia superior a 10 km de fallas activas. En donde se realizan los análisis tridimensionales, los sismos están constituidos por pares de componentes horizontales apropiadas de aceleración de sismos que se pueden seleccionar y escalar el sismo adecuado para cada zona. Los sismos apropiados serán seleccionados de los eventos que tienen magnitudes, distancia a la falla, y los mecanismos de origen que sean consistentes con los que controlan el terremoto máximo considerado. Cuando el número requerido de pares de movimientos sísmicos registrados no está disponible, se permiten pares de movimientos sísmicos simulados apropiados que deben utilizarse para compensar el número total requerido.

**Tabla 38.-**  
*Período y aceleración de la estructura.*

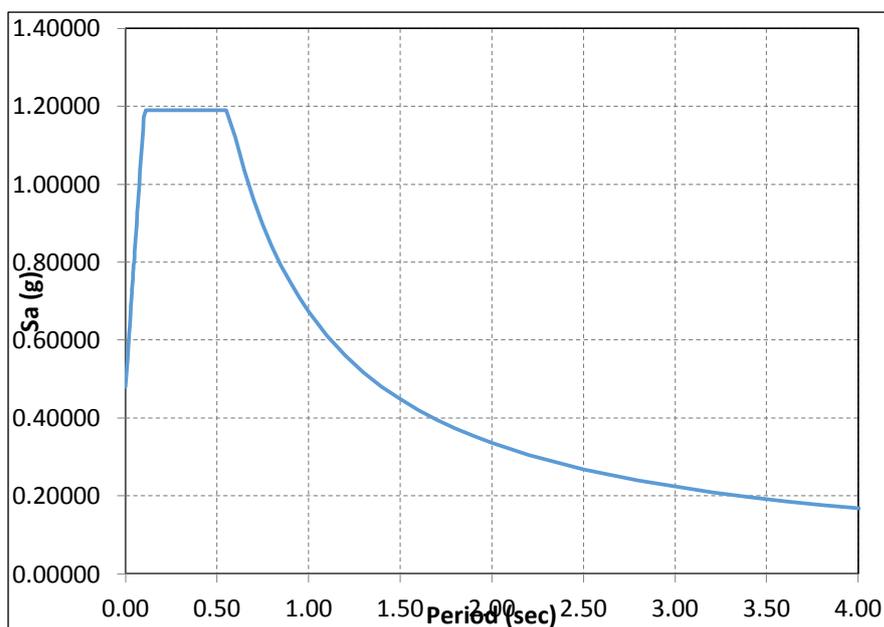
NEC		1.5x NEC		NEC		1.5 x NEC		NEC		1.5 x NEC	
Period	Sa	Sa	Period	Sa	Sa	Period	Sa	Sa	Period	Sa	Sa
(sec)	(g)	(g)	(sec)	(g)	(g)	(sec)	(g)	(g)	(sec)	(g)	(g)
<b>0.0000</b>	0.4800	0.7200	<b>0.1400</b>	1.1904	1.7856	0.8000	<b>0.8403</b>	1.2604			
<b>0.0100</b>	0.5492	0.8238	<b>0.1500</b>	1.1904	1.7856	0.8500	<b>0.7909</b>	1.1863			
<b>0.0200</b>	0.6184	0.9276	<b>0.1600</b>	1.1904	1.7856	0.9000	<b>0.7469</b>	1.1204			
<b>0.0220</b>	0.6322	0.9483	<b>0.1700</b>	1.1904	1.7856	0.9500	<b>0.7076</b>	1.0614			
<b>0.0250</b>	0.6530	0.9795	<b>0.1800</b>	1.1904	1.7856	1.0000	<b>0.6722</b>	1.0084			
<b>0.0290</b>	0.6806	1.0210	<b>0.1900</b>	1.1904	1.7856	1.1000	<b>0.6111</b>	0.9167			
<b>0.0300</b>	0.6876	1.0314	<b>0.2000</b>	1.1904	1.7856	1.2000	<b>0.5602</b>	0.8403			
<b>0.0320</b>	0.7014	1.0521	<b>0.2200</b>	1.1904	1.7856	1.3000	<b>0.5171</b>	0.7757			
<b>0.0350</b>	0.7222	1.0832	<b>0.2400</b>	1.1904	1.7856	1.4000	<b>0.4802</b>	0.7203			
<b>0.0360</b>	0.7291	1.0936	<b>0.2500</b>	1.1904	1.7856	1.5000	<b>0.4482</b>	0.6722			
<b>0.0400</b>	0.7568	1.1351	<b>0.2600</b>	1.1904	1.7856	1.6000	<b>0.4201</b>	0.6302			
<b>0.0420</b>	0.7706	1.1559	<b>0.2800</b>	1.1904	1.7856	1.7000	<b>0.3954</b>	0.5931			
<b>0.0440</b>	0.7844	1.1766	<b>0.2900</b>	1.1904	1.7856	1.8000	<b>0.3735</b>	0.5602			
<b>0.0450</b>	0.7914	1.1870	<b>0.3000</b>	1.1904	1.7856	1.9000	<b>0.3538</b>	0.5307			
<b>0.0460</b>	0.7983	1.1974	<b>0.3200</b>	1.1904	1.7856	2.0000	<b>0.3361</b>	0.5042			
<b>0.0480</b>	0.8121	1.2182	<b>0.3400</b>	1.1904	1.7856	2.2000	<b>0.3056</b>	0.4583			
<b>0.0500</b>	0.8259	1.2389	<b>0.3500</b>	1.1904	1.7856	2.4000	<b>0.2801</b>	0.4201			
<b>0.0550</b>	0.8605	1.2908	<b>0.3600</b>	1.1904	1.7856	2.5000	<b>0.2689</b>	0.4033			
<b>0.0600</b>	0.8951	1.3427	<b>0.3800</b>	1.1904	1.7856	2.6000	<b>0.2586</b>	0.3878			
<b>0.0650</b>	0.9297	1.3946	<b>0.4000</b>	1.1904	1.7856	2.8000	<b>0.2401</b>	0.3601			
<b>0.0670</b>	0.9436	1.4154	<b>0.4200</b>	1.1904	1.7856	3.0000	<b>0.2241</b>	0.3361			
<b>0.0700</b>	0.9643	1.4465	<b>0.4400</b>	1.1904	1.7856	3.2000	<b>0.2101</b>	0.3151			
<b>0.0750</b>	0.9989	1.4984	<b>0.4500</b>	1.1904	1.7856	3.4000	<b>0.1977</b>	0.2966			
<b>0.0800</b>	1.0335	1.5503	<b>0.4600</b>	1.1904	1.7856	3.5000	<b>0.1921</b>	0.2881			
<b>0.0850</b>	1.0681	1.6022	<b>0.4800</b>	1.1904	1.7856	3.6000	<b>0.1867</b>	0.2801			
<b>0.0900</b>	1.1027	1.6541	<b>0.5000</b>	1.1904	1.7856	3.8000	<b>0.1769</b>	0.2654			

Continúa 

<b>0.0950</b>	1.1373	1.7059	<b>0.5500</b>	1.1904	1.7856	4.0000	<b>0.1681</b>	0.2521
<b>0.1000</b>	1.1719	1.7578	<b>0.6000</b>	1.1204	1.6806	4.2000	<b>0.1601</b>	0.2401
<b>0.1100</b>	1.1904	1.7856	<b>0.6500</b>	1.0342	1.5513	4.4000	<b>0.1528</b>	0.2292
<b>0.1200</b>	1.1904	1.7856	<b>0.6670</b>	1.0078	1.5118	4.6000	<b>0.1461</b>	0.2192
<b>0.1300</b>	1.1904	1.7856	<b>0.7000</b>	0.9603	1.4405	4.8000	<b>0.1400</b>	0.2101
<b>0.1330</b>	1.1904	1.7856	<b>0.7500</b>	0.8963	1.3445	5.0000	<b>0.1344</b>	0.2017

Para cada par de componentes de movimiento de sismos, una raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). El espectro se construye tomando la SRSS de los espectros de respuesta tomados con 5% de amortiguación para los componentes escalados (donde se aplica un factor de escala idéntica a ambos componentes de una pareja). Cada par de movimientos se puede escalar con el intervalo de período comprendido entre  $0.2T$  a  $1.5T$ , el promedio de los espectros de SRSS de todos los pares de componentes horizontales no debe estar por debajo de la ordenada correspondiente del espectro de respuesta utilizado en el diseño. Al espectro que se toma del NEC se lo mayor a un 50% para iniciar el procedimiento de escalamiento.

A continuación se muestra el espectro de respuesta para la edificación incrementado un 50 % para el análisis con intervalos de período comprendido entre 0 y 5 segundos con la respectiva aceleración:



**Figura 48.-** Espectro de diseño.

- Para los sitios dentro de 5 km de fallas activas

En los sitios ubicados dentro de 5 km de la falla activa, cada par de elementos se dirigen a las direcciones de fallas normales y de falla paralela de la falla causante y se puede escalar de manera que la media de las componentes a fallas normales no es menor que el espectro de respuesta MCER para el rango de período de  $0.2T$  a  $1.5T$ . Se debe tomar en cuenta que los criterios de la ASCE 7-10 representan los requisitos mínimos. Incluso cuando movimientos escalados cumplen estos criterios, esto no significa que los movimientos a escala representan correctamente el espectro MCER objetivo. Para verificarlo, el espectro de máxima dirección de cada par reducido de componentes de sismo se debe construir. Entonces el promedio de los espectros de máxima dirección de los movimientos a escala debe ser construido y se compara con el espectro MCER objetivo. Los dos espectros deben ser lo más cercanos posibles.

Hay una complejidad en la construcción de los máximos espectros de respuesta. Para evitar este complejo paso en el proceso de evaluación, se da uso de la información utilizada para construir los espectros MCER de ASCE 7-10. Los espectros se obtienen a partir de los espectros de las medias geométricas de los mapas del USGS 2008 después de la multiplicación por el factor de 1.1 en el rango de periodo corto (en período de 0.2 segundos obtener el parámetro  $S_s$ ) y el factor de 1.3 en el rango de periodo largo (en período de 1 segundo obtener el parámetro  $S_1$ ).

### 5.3.1 Sismos utilizados para escalamiento

Tabla 39.-

Registro de Sismos para Análisis.

Registros de Acelerogramas						
No.	Nombre del Sismo	Estacion	M	$r$ (km)	Sitio	PGV (cm/s <sup>2</sup> )
1	1976 Gazli, USSR	Karakyr	6.80	5.46	C	61.50
2	1989 Loma Prieta	LGPC	6.93	3.88	C	77.15
3	1989 Loma Prieta	Saratoga – W. Valley Coll.	6.93	9.31	C	57.09
4	1994 Northridge	Jensen Filter Plant	6.69	5.43	C	73.99
5	1994 Northridge	Sylmar – Coverter Sta. East	6.69	5.19	C	95.07
6	1995 Kobe, Japan	Takarazuka	6.90	3.00	D	75.88
7	1999 Duzce, Turkey	Bolu	7.14	12.41	D	59.68
<b>M: Magnitud</b> <b>r: Distancia de la Estación</b> <b>Sitio: Clasificación del sitio según ASCE 7-10</b> <b>PGV: Aceleración máxima registrada</b>						

### 5.3.2 Procedimiento para el Escalamiento

Hay varios procedimientos para escalar registros y representar un espectro. Uno es para igualar el espectro en el cual se modifica el registro en el contenido de frecuencia y amplitud de manera que el espectro de respuesta corresponda al espectro objetivo dentro de un rango de períodos o por lo menos en el rango de 0 a 6 segundos y con un grado de precisión especificada. Otra es simplemente escalar el registro y mantener la frecuencia sin cambios. La versión más simple de este procedimiento es para escalar el registro de manera que su espectro de respuesta coincide con el espectro objetivo en un período determinado, por ejemplo utilizar un segundo de periodo fundamental de la estructura a analizar. Otra, es utilizar un proceso de escalado con un promedio ponderado en el que se consideran varios períodos.

Los procedimientos descritos en esta sección siguen el enfoque en MCEER-11-0004 pero sólo son para satisfacer los criterios descritos en la ASCE 7-10. Después de que los movimientos se escalan, el máximo espectro debe ser construido para comprobar que efectivamente los movimientos escalados son representativos del espectro objetivo.

El procedimiento de promedio ponderado utiliza la información sobre la aceleración espectral en un número de períodos. Es más complejo de aplicar, pero debería, en principio, dar lugar a una mejor adecuación de los espectros de respuesta. Tomar en cuenta que el procedimiento de escalamiento únicamente escala la amplitud de los registros tomados inicialmente, no implica cambios en el contenido de frecuencia de estos sismos. El procedimiento se aplica en los siguientes pasos:

### 5.3.2.1 Sitios con distancias superiores a 10km de fallas activas

Tomar en cuenta que para este caso los registros de sismos no tienen que ser adecuados al componente paralelo (FP) ni componente normal (FN). En consecuencia, las ecuaciones siguientes muestran los componentes como X y Y. Se puede usar FN para X y FP para Y como:

$$S_x^2(T_i) + S_y^2(T_i) = S_{FN}^2(T_i) + S_{FP}^2(T_i)$$

- a. Primero escalar cada sismo (J=1 a 7) en la amplitud sólo por el factor  $F_J$  con el fin de minimizar el error entre el espectro escalado SRSS y el espectro MCER objetivo. Definir el error como:

$$E_J = \sum_{i=1}^4 w_i \left[ S_{MCER}(T_i) - F_J \sqrt{S_x^2(T_i) + S_y^2(T_i)} \right]^2$$

Es decir, el error es la suma ponderada del cuadrado de la diferencia entre la aceleración espectral MCE y la aceleración espectral SRSS del sismo escalado con las componentes X y Y en cuatro períodos. Esta ecuación da como resultado la siguiente expresión del factor de escala FJ:

$$F_J = \frac{\sum_{i=1}^4 w_i S_{MCER}(T_i) \sqrt{S_x^2(T_i) + S_y^2(T_i)}}{\sum_{i=1}^4 w_i \{S_x^2(T_i) + S_y^2(T_i)\}}$$

Los periodos y los factores de peso son:

Período $T_i$ (seg)	1.0	2.0	3.0	4.0
Factores de peso $w_i$	0.1	0.3	0.3	0.3

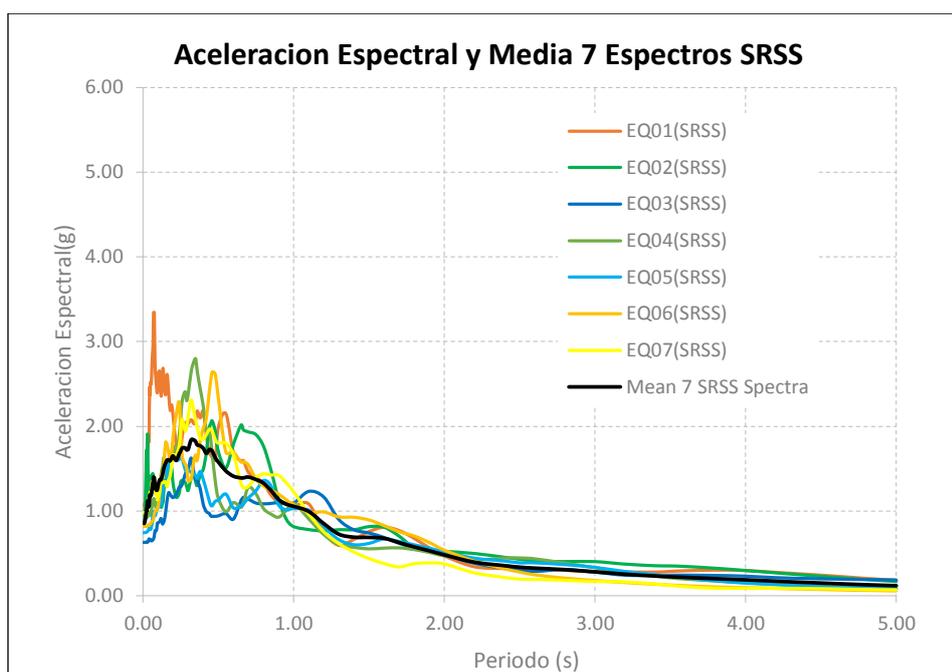
Los registros utilizados para escalar en el edificio de 12 pisos superan los 10 km de distancia pero se toman los siete registros y se aplica el proceso antes descrito, a continuación se observa la con los factores antes descritos.

**Tabla 40.-**

*Factores de Escalamiento.*

FACTORES DE ESCALAMIENTO							
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
<b>S<sub>NEC</sub> t=1</b>	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008
<b>S<sub>FNormal</sub> t=1</b>	0.815	0.873	0.710	0.512	0.732	0.933	0.729
<b>S<sub>FParalel</sub> t=1</b>	0.422	0.532	0.420	1.359	1.125	0.830	1.178
<b>S<sub>NEC</sub> t=2</b>	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504	0.504
<b>S<sub>FNormal</sub> t=2</b>	0.198	0.561	0.314	0.411	0.429	0.396	0.257
<b>S<sub>FParalel</sub> t=2</b>	0.358	0.340	0.187	0.472	0.526	0.487	0.337
<b>S<sub>NEC</sub> t=3</b>	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336	0.336
<b>S<sub>FNormal</sub> t=3</b>	0.162	0.436	0.176	0.421	0.394	0.147	0.147
<b>S<sub>FParalel</sub> t=3</b>	0.184	0.254	0.116	0.131	0.192	0.149	0.122
<b>S<sub>NEC</sub> t=4</b>	0.252	0.252	0.252	0.252	0.252	0.252	0.252
<b>S<sub>FNormal</sub> t=4</b>	0.191	0.326	0.078	0.195	0.186	0.071	0.084
<b>S<sub>FParalel</sub> t=4</b>	0.174	0.183	0.157	0.067	0.061	0.086	0.057
<b>F<sub>J</sub></b>	1.152	0.800	1.323	0.754	0.767	0.861	0.888
<b>F<sub>1</sub></b>	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
<b>F<sub>1</sub> F<sub>J</sub> =</b>	1.613	1.120	1.852	1.055	1.073	1.205	1.243

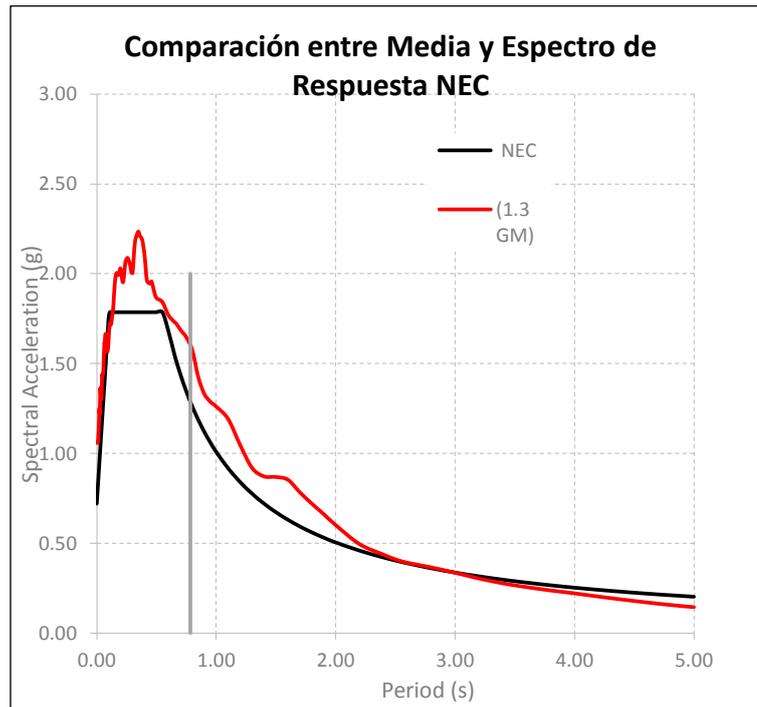
a. Cuando los componentes escalados de los sismos resultantes anteriormente no cumplen con los criterios de la ASCE 7, se construyen los espectros SRSS de los componentes de falla normal y falla paralela de los registros como en el escalamiento en el paso 1 y luego construir el promedio de los siete espectros SRSS. Comparar este espectro medio para el espectro MCER en el intervalo de períodos  $0.5T_D$  a  $1.25T_M$ . Calcular los valores del período utilizando el procedimiento de ELF. El espectro promedio no debe ser menor que el espectro MCER en el rango establecido. Para cumplir con este criterio, determinar un factor  $F_1$  de escala que se aplica a todos los registros. Finalmente se obtiene el factor de escala  $F_j.F_i$ .



**Figura 49.-** Aceleración espectral y promedio registros SRSS.

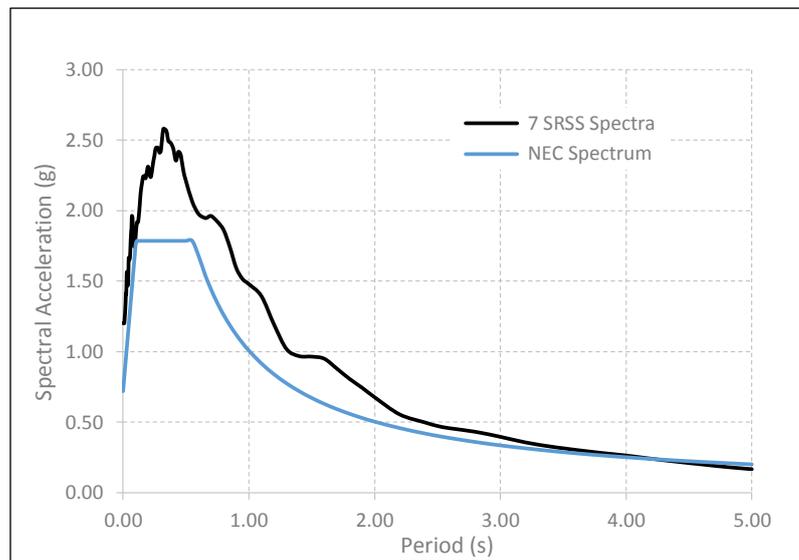
Aplicar el último factor de escala  $F_j.F_i$  para ambos componentes del sismo, componente normal y paralela. Construir los espectros de las medias geométricas de los sismos escalados. Calcular el espectro medio y se multiplica por el factor de 1.3. Comparar con el espectro MCER objetivo para

períodos de más de 1 seg. Los dos espectros deben estar razonablemente cerca. Ajustar hasta que sea necesario para que coincida con los dos espectros sin disminuir al espectro.



**Figura 50.-** Comparación promedio y espectro NEC.

Finalmente se muestra el espectro de diseño como se puede observar no supera el rango de los espectros escalados:



**Figura 51.- Espectro de Diseño.**

### 5.3.2.2 Sitios con distancias inferiores a 5 km de fallas activas

- a. Primero escalar cada registro J (J = 1 a 7) en la amplitud sólo por el factor con el fin de minimizar el error entre la componente normal escalada (FN) y el espectro MCER objetivo. El error está definido de la siguiente manera:

$$E_J = \sum_{i=1}^4 w_i [S_{MCE_R}(T_i) - F_J S_{FN}(T_i)]^2$$

Es decir, el error es la suma ponderada del cuadrado de la diferencia entre la aceleración espectral MCE y la aceleración espectral de la componente normal del registro reducido para cuatro períodos. Esta ecuación da como resultado la siguiente expresión directa del factor de escala FJ:

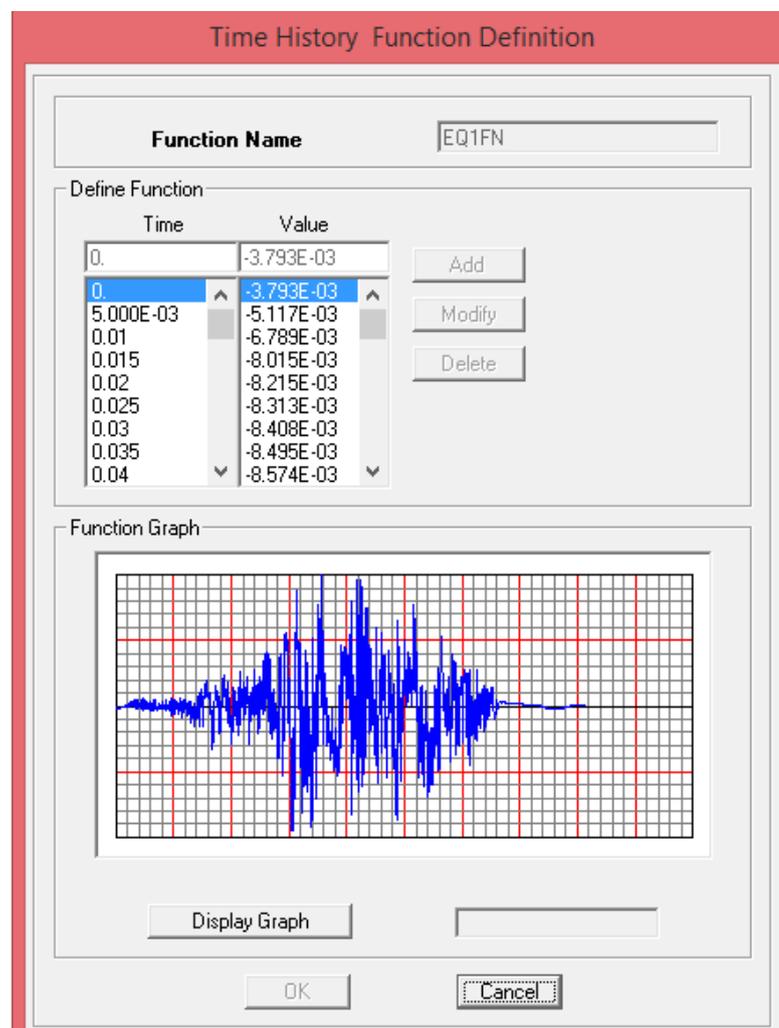
$$F_j = \frac{\sum_{i=1}^4 w_i S_{MCE_R}(T_i) S_{FN}(T_i)}{\sum_{i=1}^4 w_i S_{FN}^2(T_i)}$$

Los períodos y factores de peso son los mismos que los del caso anterior.

- b. Cuando los componentes normales escalados de los registros resultantes de la etapa 1 no cumplen con los criterios de la ASCE 7, se debe construir el espectro promedio de los siete componentes normales de los movimientos como en el escalado en el paso 1. Comparar este espectro medio para el espectro MCER en el intervalo de períodos 0.5TD a 1.25TM. Calcular los valores del período utilizando el procedimiento de ELF. El espectro promedio no debe ser menor que el espectro MCER en el rango de períodos de interés. Para cumplir con este criterio, determinar un factor F1 de escalamiento que se aplica a todos los sismos. El último factor de escala para cada movimiento es el producto Fj.F1.
- c. Aplicar el factor de escalamiento FjF1 para ambos componentes tanto normal como paralelo.
- d. Construir los espectros con las medias geométricas de los sismos escalados. Calcular el espectro medio y multiplicar por el factor de 1.3. Comparar con el espectro MCER objetivo para períodos de más de 1 seg.

Los dos espectros deben estar razonablemente cerca. Ajustar incrementando según lo necesario para que coincidan ambos espectros.

Para ingresar en el modelamiento los casos de historia en el tiempo se ingresan los acelerogramas según la componente normal y paralela como funciones de tiempo-historia, los siete registros tienen los dos componentes para fines prácticos en el siguiente cuadro están solo los acelerogramas para el caso de historia 1.



**Figura 52.-** Acelerograma componente normal de Historia 1.

Una vez definido los dos acelerogramas por cada uno de los siete registros se procede a crear los casos de historia en el tiempo aquí se debe

tomar los dos componentes y el factor de escalamiento obtenido anteriormente de 1.613 para cada una de las historias por ejemplo en el caso uno se ingresan los dos acelerogramas mencionados.

**Time History Case Data**

**History Case Name** HIST1

**Options**

AnalysisType: Linear  Modal Damping:

Number of Output Time Steps: 3252

Output Time Step Size: 0.005

Start from Previous History:

**Load Assignments**

Load	Function	Scale Factor	Arrival Time	Angle
acc dir 1	EQ1FN	1.613	0.	0.
acc dir 1	EQ1FN	1.613	0.	0.
acc dir 2	EQ1FP	1.613	0.	0.

**Figura 53.-** Definición de caso de Historia en el Tiempo 1.

De igual manera se definen los otros seis casos de registros con el respectivo factor de escalamiento.

## 5.4 Control de derivas de piso

Se analiza la deriva de piso en el sentido X tomando en cuenta el caso SISMOX, este nos dará como resultado la deriva elástica más crítica.

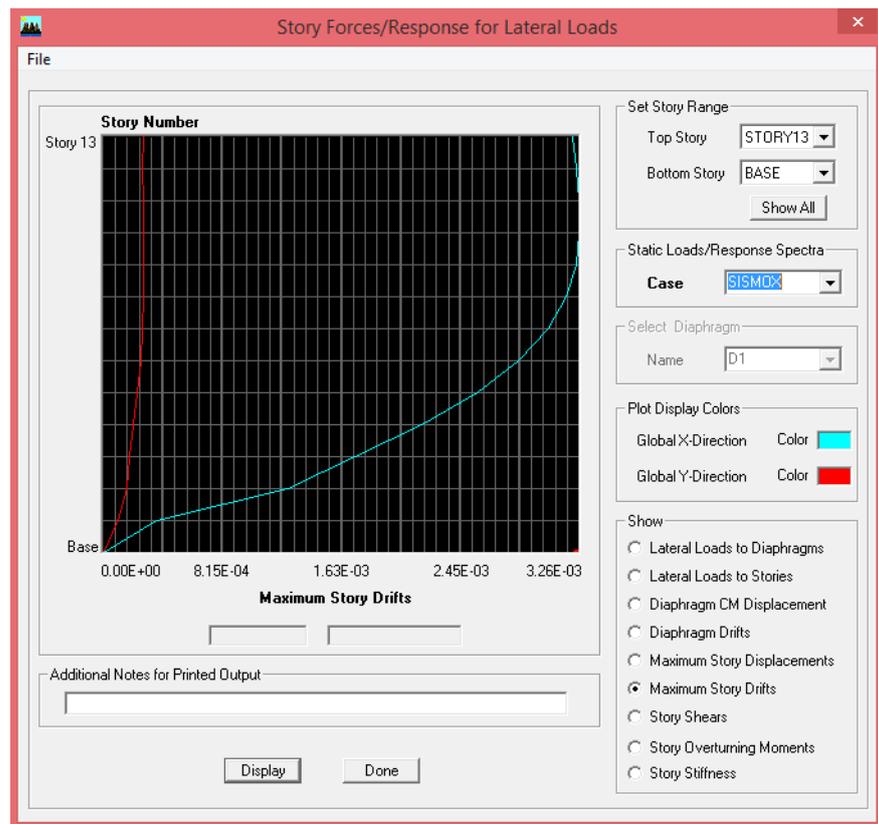


Figura 54.- Deriva Elástica sentido X.

### 5.4.1 Deriva Inelástica Sentido X

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.00326)$$

$$\Delta_M = 0.019 < 0.02 \Delta_{Max}$$

Se analiza la deriva de piso en el sentido Y tomando en cuenta el caso ESPECTROY, este nos dará como resultado la deriva elástica.

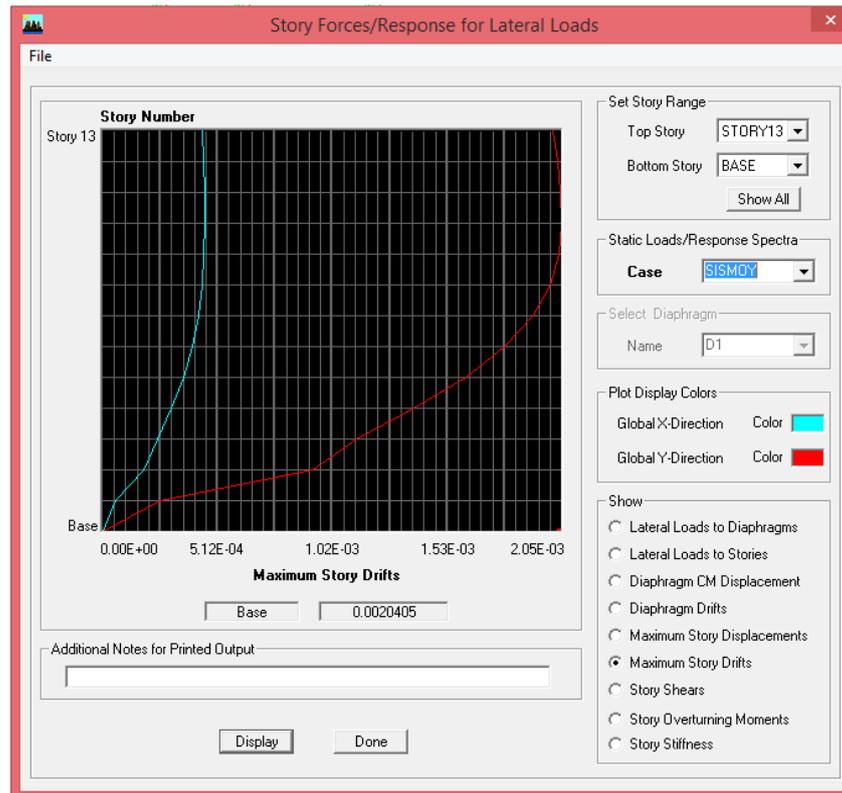


Figura 55.- Deriva Elástica Sentido Y.

#### 5.4.2 Deriva Inelástica Sentido Y

$$\Delta_M = 0.75 (8) (0.00205)$$

$$\Delta_M = 0.0123 < 0.02 \Delta_{Max}$$

Para el análisis de historia en el tiempo se ingresan los registros en la dirección normal y paralela de la estructura que forman un registro. Como se ve en el cuadro se obtuvieron las derivas elásticas para cada uno de los registros.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY13	Max Drift X	HIST1	28-1	3.000	26.950	35.040	0.002941	
STORY13	Max Drift Y	HIST1	10-1	11.800	5.150	35.040		0.001863
STORY13	Max Drift X	HIST2	28-1	3.000	26.950	35.040	0.000012	
STORY13	Max Drift Y	HIST2	446	11.950	26.950	37.440		0.000004
STORY13	Max Drift X	HIST3	9-1	6.400	5.150	35.040	0.000007	
STORY13	Max Drift Y	HIST3	28-1	3.000	26.950	35.040		0.000003
STORY13	Max Drift X	HIST4	426-1	10.327	5.150	35.040	0.000038	
STORY13	Max Drift Y	HIST4	10-4	11.800	5.150	36.480		0.000012
STORY13	Max Drift X	HIST5	28-1	3.000	26.950	35.040	0.000017	
STORY13	Max Drift Y	HIST5	446	11.950	26.950	37.440		0.000002
STORY13	Max Drift X	HIST6	28-1	3.000	26.950	35.040	0.000007	
STORY13	Max Drift Y	HIST6	446	11.950	26.950	37.440		0.000003
STORY13	Max Drift X	HIST7	9-1	6.400	5.150	35.040	0.000000	
STORY13	Max Drift Y	HIST7	446	11.950	26.950	37.440		0.000000

**Figura 56.- Derivas Elásticas -Análisis lineal historia en el tiempo.**

## 5.5 Control de Modos de Vibración

Como se explicó anteriormente es importante que la sumatoria de los modos en cada una de las direcciones horizontales de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.262012	59.3494	1.2868	0.0000	59.3494	1.2868	0.0000	1.9858	92.0841	3.2201	1.9858	92.0841	3.2201
2	1.031616	2.2307	57.1313	0.0000	61.5802	58.4181	0.0000	87.9178	3.4713	3.7560	89.9036	95.5554	6.9762
3	0.787407	1.1967	5.1076	0.0000	62.7769	63.5256	0.0000	7.8696	1.9502	54.3145	97.7732	97.5055	61.2906
4	0.259613	16.5120	0.3188	0.0000	79.2889	63.8445	0.0000	0.0342	1.7650	1.0430	97.8074	99.2706	62.3336
5	0.216929	0.5945	16.8234	0.0000	79.8834	80.8678	0.0000	1.5961	0.0635	0.8194	99.4058	99.3341	63.1530
6	0.158981	0.7466	1.1449	0.0000	80.6300	81.8127	0.0000	0.1158	0.0897	16.0490	99.5214	99.4238	79.2019
7	0.117409	5.5930	0.0016	0.0000	86.2230	81.8142	0.0000	0.0001	0.3106	0.2372	99.5215	99.7343	79.4391
8	0.097495	0.0088	6.1202	0.0000	86.2318	87.9344	0.0000	0.2904	0.0004	0.2942	99.8119	99.7347	79.7333
9	0.078689	2.4841	0.0001	0.0000	88.7159	87.9345	0.0000	0.0000	0.0729	0.0841	99.8119	99.8076	79.8174
10	0.069814	0.2286	0.1106	0.0000	88.9425	88.0451	0.0000	0.0060	0.0101	6.0755	99.8178	99.8177	85.8928
11	0.064922	0.0002	2.8532	0.0000	88.9426	90.8983	0.0000	0.0634	0.0000	0.0544	99.8813	99.8177	85.9472
12	0.061268	1.2322	0.0004	0.0000	90.1748	90.8988	0.0000	0.0000	0.0299	0.0455	99.8813	99.8476	85.9928
13	0.052418	0.0006	0.1587	0.0000	90.1754	91.0574	0.0000	0.0023	0.0005	0.0119	99.8835	99.8481	86.0046
14	0.052319	0.0242	0.8784	0.0000	90.1996	91.9359	0.0000	0.0163	0.0001	0.0802	99.8998	99.8482	86.0848
15	0.051554	0.5969	0.1606	0.0000	90.7965	92.0964	0.0000	0.0032	0.0124	0.0074	99.9030	99.8606	86.0922
16	0.049809	0.0437	0.0082	0.0000	90.8402	92.1046	0.0000	0.0000	0.0043	0.0346	99.9030	99.8649	86.1269
17	0.048684	0.1097	0.0260	0.0000	90.9500	92.1306	0.0000	0.0001	0.0025	2.0786	99.9031	99.8674	86.2055
18	0.045823	0.2947	0.1111	0.0000	91.2447	92.2417	0.0000	0.0018	0.0059	0.2738	99.9050	99.8733	86.4793
19	0.045250	0.0862	0.4195	0.0000	91.3309	92.6612	0.0000	0.0057	0.0015	0.3112	99.9106	99.8748	86.7905
20	0.042130	0.1558	0.0005	0.0000	91.4667	92.6617	0.0000	0.0000	0.0071	0.0128	99.9106	99.8818	86.8033
21	0.041608	0.1274	0.1154	0.0000	91.6141	92.7771	0.0000	0.0016	0.0038	0.0071	99.9122	99.8856	86.8104
22	0.041167	0.2183	0.1497	0.0000	91.8324	92.9268	0.0000	0.0022	0.0039	0.0011	99.9144	99.8896	86.8115
23	0.039604	0.0016	0.0007	0.0000	91.8339	92.9275	0.0000	0.0002	0.0000	0.0024	99.9146	99.8896	86.8139
24	0.038510	0.1243	0.0149	0.0000	91.9582	92.9424	0.0000	0.0005	0.0028	0.1248	99.9151	99.8923	86.9387

Navigation icons: [Home] [Left] [Right] [End]

OK

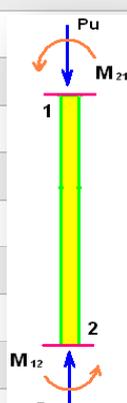
Figura 57.- Cuadro modos de vibración.

## 5.6 Diseño de pórtico sentido

### 5.6.1 Diseño de Columnas

**Tabla 41.-**

Diseño de pórtico sentido X

<b>Diseño de Columnas</b>				
	Eje 3-B	Eje 3-C	Eje 3-D	
Diseño a flexo-compresión				
<b>Datos de la Columna</b>				
<b>Posición de la Columna</b>	Externa	Interna	Externa	
<b>Piso de Análisis</b>	2 piso	2 piso	2 piso	
<b>Sección de la viga</b>	30x50 cm	30x50 cm	30x50 cm	
<b>Sección de la columna</b>	60x60 cm	60x60 cm	50x50 cm	
	Cargas Ultimas			
	<b>INTERNA</b>	283,85		
	<b>EXTERNA</b>	255,38		
	<b>ESQUINERA</b>	148,93		
	Momentos Ultimos			
	<b>(M21u)b</b>	0,49	0,65	0,72
	<b>(M21u)s</b>	1,92	1,21	0,45
	<b>(M12u)b</b>	0,61	0,85	0,95
	<b>(M12u)s</b>	6,9	7,79	9,61
	<b>Sentido de análisis</b>	X	X	X
<b>Carga Pu a utilizar</b>	255,38 T	283,85	225,38	
<b>L. total de la columna</b>	288 cm	288 cm	288 cm	
<b>Longitud libre de la columna</b>	238 cm	238 cm	238 cm	
<b>Tipo de Estructura</b>	No Arriostrada	No Arriostrada	No Arriostrada	
<b>Revisión de Esbeltez</b>				
<b>Ei viga</b>	1,52E+10	1,52E+10	1,52E+10	
<b>Ei columna</b>	1,05E+11	1,05E+11	5,07E+10	
<b>ψ A</b>	16,32	10,015	12,5	
<b>ψ B</b>	16,32	10,015	12,5	
			<b>Continua</b> 	

$\psi$ min	16,32	10,015	12,5
$\psi$ M	16,32	10,015	12,5
Rigidez K	2,724	2,987	3,307
Klu	648,29	710,89	787,02
Klu/r	49,525	39,49	52,47
Klu/r<22	Existe ESBELTEZ	Existe ESBELTEZ	Existe ESBELTEZ
<b>Magnificación de Momentos</b>			
$\delta_b$	1,3	1,23	1,59
$\delta_s$	1,16	1,27	1,29
Mc=Mu	8,8 T-m	10,92 T-m	13,94
<b>Diseño de columna</b>			
f'c	240 Kg/cm <sup>2</sup>	240 Kg/cm <sup>2</sup>	240 Kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
base de la columna	60 cm	60 cm	50 cm
altura de la columna	60 cm	60 cm	50 cm
r, recubrimiento	3 cm	3 cm	3 cm
g	0,9	0,9	0,88
$\rho$ asumido	0,01	0,01	0,01
As	36 cm <sup>2</sup>	36 cm <sup>2</sup>	32,5 cm <sup>2</sup>
Armadura de Acero	12Ø16mm+10Ø14 mm	12Ø16mm+10Ø14 mm	10Ø16mm+8Ø 14mm
<b>Diseño por Confinamiento</b>			
Ag	3600 cm <sup>2</sup>	3600 cm <sup>2</sup>	2500 cm <sup>2</sup>
Ac	2809 cm <sup>2</sup>	2809 cm <sup>2</sup>	1849 cm <sup>2</sup>
Ash1	2,46 cm <sup>2</sup>	2,46 cm <sup>2</sup>	<b>2,49 cm<sup>2</sup></b>
Ash2	<b>2,62 cm<sup>2</sup></b>	<b>2,62 cm<sup>2</sup></b>	2,12 cm <sup>2</sup>
s adoptado	10 cm	10 cm	10 cm
Lo	60 cm	60 cm	50 cm
Armadura de Confinamiento	4EØ10 mm @ 10cm	4EØ10 mm @ 10cm	4EØ10 mm @ 10cm

### 5.6.2 Diseño de Vigas

Para el cálculo correspondiente a cada tipo de viga se tomara como referencia nuevamente el pórtico 3. Para el diseño se utilizan los resultados obtenidos del programa ETABS para la envolvente de cargas (combinación crítica de las cargas ingresadas), tomando en consideración para el armado, las recomendaciones del ACI y el NEC.

Los parámetros de diseño son los definidos en los anteriores capítulos y se determinan bajo el mismo criterio.

Para el diseño de vigas de todo el pórtico se requiere un armado mínimo que se comprueba mediante el gráfico de la viga del nivel N+8.64 con la cuantía correspondiente:



Gráfico de cuantías viga N+8.64

Dentro de los parámetros se tiene cuantía mínima de 0.0033 o 0.33% lo cual representa un armado de 4.70 cm<sup>2</sup> entonces se define:

2∅ 16 mm + 1∅ 12 mm

### **Separación de Estribos**

Finalmente para el armado de los estribos se define 1 estribo de 10 mm con separación en el 2H de 10 cm debido a que se toma la menor separación que en el ejemplo es 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal de 16 mm y se obtiene 9.6 cm antes de 2H y cada 20 cm de separación a partir de 2H en todas las vigas del pórtico.

## CAPÍTULO 6

### 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 Conclusiones

- Al modelar muros de contención se usa elementos finitos para obtener una distribución de esfuerzos más precisa en todo el elemento.
- Las derivas inelásticas en los tres modelamientos no superan el 2%.
- En el primer modelo de cuatro pisos donde se aplica el análisis estático lineal la deriva inelástica está en 0.0198 siendo un diseño óptimo.
- En el segundo modelo de ocho pisos se aplica el análisis modal espectral para obtener una deriva inelástica máxima de 0.008 la cual es muy baja pero por la incidencia de los modos de vibración no se puede optimizar de mejor manera.
- En el tercer modelo de doce pisos en el cual se aplicó el análisis de historia en el tiempo la deriva inelástica máxima es de 0.017 que de igual manera es menor al 2%.

- Para el control de modos de vibración en la aplicación del análisis modal espectral en el modelo de ocho pisos se tiene traslación en los dos primeros modos, el primer modo tiene 56% en dirección Y, el segundo modo 60% en dirección X con torsión despreciable en los dos. En el tercer modo tiene 54% de torsión pero con la participación de masas traslacionales despreciable.
- Para el control de modos de vibración en la aplicación de historia en el tiempo en el modelo de doce pisos se tiene traslación pura en los dos primeros modos, en el primer modo tiene 59% con dirección X, en el segundo modo 57% en dirección Y. Con torsión despreciable en los dos primeros modos pero en el tercer modo donde no hay participación de masas considerable tiene 61%.

## **6.2. Recomendaciones**

- Al modelar la estructura se tiene que emplear un correcto pre-dimensionamiento así la edificación desde el inicio tiene una correcta configuración y así el perfeccionamiento tanto en el modelamiento como en el diseño se realiza de mejor manera.
- La configuración estructural tiene que ser analizada para que los modos de vibración tengan un comportamiento adecuado desde el inicio.

- Para un análisis de estructuras inferiores a cuatro pisos y regulares es suficiente un análisis estático lineal porque un procedimiento dinámico sobredimensionaría la estructura.
- Al tener una edificación irregular es necesario optar por un análisis no lineal o dinámico, en el presente documento al ser regular la estructura no se aplicó el método estático no lineal, pero el código permite un análisis modal espectral que es eficiente para todo tipo de edificación.
- Obtener información geológica, materiales, descripción geométrica y estructural, estudios preliminares, etc. En general, un conocimiento detallado sobre el proyecto a realizar.
- Recopilar información teórica necesaria para realizar los métodos y análisis propuestos, basándose en libros, publicaciones y todo lo referente al análisis sísmico de estructuras.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI, (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI, (2010). *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado. Producido por Comité Conjunto ACI-ASCE325.*

COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC - SE - DS. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

ESPE. (2014). Obtenido de <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ANALISISSISMICODEEDIFICIOS.pdf>

HALL, N. M. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. California: Earthquake Engineering Research Institute.

MARCELO, G., & DANIEL, C. (2010). *Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS*. Quito: Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha.

*Scribd.com*. (2 de abril de 2015). Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/225633526/ANALISIS-ESTATICO-NONLINEAL-PUSHOVER-pdf>