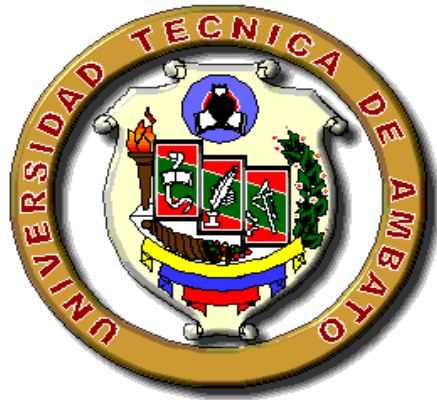


**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**TRABAJO ESTRUCTURADO DE INVESTIGACIÓN DE MANERA  
INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

*“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y  
DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU  
INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”*

**AUTOR:**

DEYSI GABRIELA PARRA MOROCHO

**TUTOR:**

Ing. Msc. Cevallos Jorge.

AMBATO-ECUADOR

2014

## APROBACIÓN DEL TUTOR

En calidad de Tutor del trabajo de investigación sobre el tema: ***“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”***, del estudiante: Deysi Gabriela Parra Morocho, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Ambato, 31 de Enero del 2014.

TUTOR

---

Ing. Msc. Cevallos Jorge

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO**

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: ***“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”***, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado.

Ambato, 31 de Enero del 2014.

AUTOR

---

Deysi Gabriela Parra Morocho

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: ***“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”***, del estudiante: Deysi Gabriela Parra Morocho , de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, 31 de Enero del 2014.

Para constancia firman

## **DEDICATORIA**

*Este trabajo de investigación se lo dedico a Dios y a la Santísima Virgen María que siempre me bendicen y acompañan en todos los momentos de mi vida.*

*A mis padres Gladys Morocho, Flavio Parra que son el mejor regalo que el Divino Creador me ha dado y han sido motor y motivo para mi superación; que con su esfuerzo y lucha incansable han velado por mi desarrollo personal y profesional.*

*A mis hermanos Christian, Vinicio quienes me han brindado su confianza y su apoyo incondicional, mostrándose siempre con el corazón abierto para cualquier necesidad.*

*A mis abuelitos que siempre están al pendiente de mi persona y animándome con sus sabios concejos en muchos aspectos, en busca de mi felicidad y éxito en la vida.*

*A Carlitos Ruiz que siempre con su apoyo incondicional en los buenos y malos momentos.*

*A Deicy y a todas mis amigas quienes me apoyaron mucho con sus ánimos y consejo.*

*Finalmente dedico y agradezco a todos quienes estuvieron junto a mí en varios momentos de mi vida, para llegar hasta estas instancias, mientras cultivaba y cimentaba los conocimientos requeridos para alcanzar esta noble y hermosa profesión*

## **AGRADECIMIENTO**

*Mi agradecimiento formal a todos los Señores CATEDRÁTICOS de la CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL por compartir sus conocimientos y experiencias profesionales durante mi permanencia como estudiante.*

*Mi reconocimiento especial e imperecedero al Señor Ingeniero Msc. Jorge Cevallos, quien dirigió este trabajo de investigación y agradecerle por su generosidad intelectual al brindarme sus conocimientos, su capacidad, y experiencia profesional en un ambiente de confianza, afecto y amistad.*

*Mi gratitud al personal administrativo y todos quienes conforman y hacen que con su labor la Universidad Técnica de Ambato, sea considerada, como un centro de educación Superior de alto nivel*

*A la Universidad Técnica de Ambato que me abrió sus puertas y me permitió adquirir conocimientos, para ejercer mi profesión, y de esta manera desenvolverme en la sociedad.*

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO .....	iii
MIEMBROS DEL TRIBUNAL .....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	vii
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	xiii
INDICE DE TABLAS .....	xv
INDICE DE FIGURAS.....	xix
ÍNDICE DE CUADROS.....	xx
RESUMEN EJECUTIVO .....	xxi
INTRODUCCIÓN .....	xxii
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA .....	1
1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN .....	1
1.2.2 Análisis Crítico.....	3
1.2.3 Prognosis .....	3
1.2.4 Formulación del problema .....	4
1.2.5 Preguntas Directrices .....	4
1.2.6 Delimitación.....	4
1.3 Justificación.....	5

1.4 Objetivos .....	6
1.4.1 Objetivo General .....	6
1.4.2 Objetivos Específicos.....	6
CAPÍTULO II .....	7
MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS .....	7
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	9
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES .....	9
2.4.1 SUPRA ORDINACIÓN DE LAS VARIABLES .....	9
2.4.2 DEFINICIONES .....	10
2.4.2.1 Edificio.....	10
2.4.2.2 Partes Constitutivas De Un Edificio. ....	10
2.4.2.3 Deriva De Piso .....	10
2.4.2.4 Elemento Estructural.....	10
2.4.2.5 Elementos No Estructurales .....	11
2.4.2.6 Diseño Sismo-Resistente.....	11
2.4.2.7 Capacidad Estructural .....	11
2.5 HIPÓTESIS.....	12
2.6 DEFINICIÓN DE VARIABLES .....	12
CAPÍTULO III.....	13
METODOLOGÍA .....	13
3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	13
3.2. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	14
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	15
3.3.1. Población.....	15



3.3.2 Muestra.....	15
3.3.2.1 Tipo De Muestra Personal.....	15
3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	16
3.4.1. Variable Independiente .....	16
3.4.2. Variable Dependiente.....	17
3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN .....	17
3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN .....	18
3.6.2 Presentación De Datos .....	18
CAPÍTULO IV.....	19
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	19
4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA ENCUESTA.....	19
4.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	26
CAPÍTULO V .....	27
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	27
5.1 CONCLUSIONES .....	27
5.2 RECOMENDACIONES .....	28
CAPÍTULO VI.....	29
LA PROPUESTA.....	29
6.1 DATOS INFORMATIVOS .....	29
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA .....	30
6.3 JUSTIFICACIÓN .....	32
6.4 OBJETIVOS .....	33
6.4.1 Objetivo General .....	33
6.4.2 Objetivos Específicos.....	33
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD .....	33
6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA. ....	34

6.7 MODO OPERATIVO .....	35
6.7.3 Cuantificación De Cargas .....	37
6.7.3.1 Cargas Muertas.....	37
6.7.3.2 Cargas Vivas .....	43
6.7.4 Carga De Paredes .....	45
6.7.5 Diseño De Losa .....	46
6.7.5.1 Losa Bidireccional (Método 3aci).....	46
6.7.5.2 Losa Con Placa Cooperante .....	47
6.7.6 Prediseño .....	48
6.7.6. 1 Secciones Asumidas De Vigas.....	48
6.7.6.2 Secciones Asumidas De Columnas.....	49
6.7.7 Calculos Con El Codigo Ecuatoriano De La Construccion (Cec) .....	49
6.7.7.1 Pesos Por Planta .....	49
6.7.7.2 Cálculo De La Carga Sismica .....	53
6.7.7.3 Periodo De Vibración De La Estructura T.....	56
6.7.7.4 Coeficiente C.....	56
6.7.8. Carga De Sismo Para Modelo Con Muros De Corte. ....	58
6.7.9 Diseño Espectrales De La Estructura.....	59
6.7.10 Distribución Vertical De Fuerzas Laterales Del Cec. ....	63
6.7.11 Calculo Manual De Centro De Masas Y Centro De Rigidez.....	67
6.7.11.1 Centro De Masas .....	67
6.7.11.2 Centros De Rigidez .....	77
6.7.11.3 Excentricidad.....	89
6.7.11.4 Momento Torsor: .....	91
6.7.11.5 Chequeo Piso Blando .....	93
6.7.12 Análisis Y Chequeos De Resultados.....	95

6.7.12.1 Chequeo De Deflexiones.....	95
6.7.12.2 Chequeo De Derivas .....	96
6.7.13 Calculo Estructural Con La Norma Ecuatoriana De La Construccion (Nec) .....	108
6.7.13.1 Pesos Por Planta .....	108
6.7.13.2 Espectro De Respuesta.....	111
6.7.13.3. Corte Basal.....	114
6.7.13.4. Cálculo Del Período De Vibración: .....	114
6.7.13.5. Cálculo Del Período De Vibración .....	120
6.7.13.6. Cálculo De La Aceleración Espectral .....	121
6.7.13.7. Calculo Del Cortante Basal.....	121
6.7.12.8. Comparación Gráfica De Los Espectros De Respuesta Nec-11 Vs Cec- 2002.....	123
6.7.14 Distribución Vertical De Fuerzas Laterales .....	124
6.7.14.1 Distribución Vertical De Fuerzas Laterales Del Nec.....	124
6.7.15. Centro De Masas Y Centro De Rigidez .....	128
6.7.15.1 Centro De Masas .....	128
6.7.15.2 Centro De Rigidez.....	128
6.7.15.3 Excentricidad.....	140
6.7.15.3 Momento Torsor: .....	142
6.7.15.4 Chequeo Piso Blando .....	143
6.7.16 Análisis Y Chequeos De Resultados.....	145
6.7.16.1 Chequeo De Deflexiones.....	145
6.7.16.2 Chequeo De Derivas .....	147
6.7.11 Conclusiones .....	155
6.7.12 Recomendaciones.....	181

6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA .....	181
6.9 PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA .....	181
C. MATERIALES DE REFERENCIA.....	182
1.- BIBLIOGRAFÍA. ....	182
ANEXO A.....	185
ANEXO B .....	186
ANEXO C .....	187
ANEXO D.....	191
ANEXO E .....	192
ANEXO F.....	193

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1. Espacial .....	5
Gráfico N° 2. Supra Ordinación De Las Variables .....	9
Gráfico N° 3 Curva de Capacidad (Cortante en la base vs. Desplazamiento en el Nivel Superior).....	12
Gráfico N° 4 Opinión Diseños Sismo Resistente.....	20
Gráfico N° 5 Opinión Utilización del NEC 2011 .....	21
Gráfico N° 6. Opinión NEC 2011 en relación con el CEC 2002.....	22
Gráfico N° 7 Opinión Variación que se da en el CEC 2002 Y NEC 2011 .....	23
Gráfico N° 8 Opinión Edificios Construidos .....	24
Gráfico N° 9 Opinión Códigos recomendados a utilizar .....	25
Gráfico N° 10. Losa Bidireccional.....	36
Gráfico N° 11. Losa Placa Cooperante .....	36
Gráfico N° 12 Tipo de Pared 1-3 .....	45
Gráfico N° 13. Tipo de pared 2.....	46
Gráfico N° 14. Losa Bidireccional (Método 3aci).....	47
Gráfico N° 15. Losa Con Placa Cooperante .....	48
Gráfico N° 16 Espectro sismo elástico de aceleración que representa el sismo de diseño según el CEC 2002 .....	59
Gráfico N° 17. Ubicación de la fuerza concentrada Ft .....	63
Gráfico N° 18 Ubicación del centro de masas respecto a los Ejes Globales .....	68
Gráfico N° 19 Áreas de los niveles Nv-1.4; Nv.+1.2 .....	69
Gráfico N° 20 Áreas de los niveles Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45.....	71
Gráfico N° 21 Áreas de los niveles Nv.+18.3.....	73
Gráfico N° 22 Áreas del nivel Nv+20.82.....	76
Gráfico N° 23 Esquema de cálculo .....	78
Gráfico N° 24 Calculo de Momentos Torsores.....	91
Gráfico N° 25 Longitud critica .....	95
Gráfico N° 26 Obtener desplazamientos en la estructura .....	100
Gráfico N° 27 Desplazamientos en la estructura .....	100

Gráfico N° 28 Derivas de cada piso.....	101
Gráfico N° 29 Ejemplo de desplazamiento.....	101
Gráfico N° 30 Derivas Máximas.....	102
Gráfico N° 31 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en el NEC.....	112
Gráfico N° 32 Distribución d fuerzas y representación de esfuerzos cortantes..	125
Gráfico N° 33 Longitud critica .....	145
Gráfico N° 34 Derivas de cada piso.....	149
Gráfico N° 35 Derivas Máximas con secciones del CEC.....	150
Gráfico N° 36 Mosaico de cargas .....	164
Gráfico N° 37 Fuerzas actuantes sobre el pórtico Eje 4 CEC.....	165
Gráfico N° 38 Fuerzas actuantes sobre el pórtico Eje 4 NEC .....	166
Gráfico N° 39 Sistema de coordenadas.....	168
Gráfico N° 40. Reacciones de empotramiento causado por las cargas sobre los miembros (CEC) .....	173
Gráfico N° 41. Reacciones de empotramiento causado por las cargas sobre los miembros (NEC).....	174

## INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1 Población (Frecuencia).....	15
Tabla N° 2 Población (Porcentaje).....	15
Tabla N° 3 Operacionalización de variables/ Variable Independiente .....	16
Tabla N° 4 Operacionalización de variables/ Variable Dependiente.....	17
Tabla N° 5 Rubro de Gastos .....	30
Tabla N° 6 Carga Muerta Losa Bidireccional.....	37
Tabla N° 7 Carga Muerta Losa Placa Cooperante .....	37
Tabla N° 8 Secciones asumidas de Vigas .....	48
Tabla N° 9 Secciones asumidas de columnas .....	49
Tabla N° 10 Peso del Edificio.....	52
Tabla N° 11 Factores que dependen del tipo de suelo S y Cm .....	53
Tabla N° 12 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	53
Tabla N° 13 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura .....	54
Tabla N° 14 Valores del coeficiente de reducción d respuesta estructural R .....	54
Tabla N° 15 Coeficiente de configuración en planta .....	55
Tabla N° 16 Coeficiente de configuración en elevación.....	55
Tabla N° 17: Datos de los Espectros Elásticos CEC.....	60
Tabla N° 18: Datos de los Espectros Inelásticos CEC.....	61
Tabla N° 19: Fuerzas laterales por piso CEC .....	66
Tabla N° 20: Centro de masas de los niveles Nv-1.4; Nv.+1.2 .....	69
Tabla N° 21: Centro de masas de los niveles Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; .....	71
Tabla N° 22: Centro de masas de los niveles Nv.+18.3.....	74
Tabla N° 23: Centro de masas de los niveles Nv+20.82.....	76
Tabla N° 24: Tabla Resumen de Centro de masas.....	77
Tabla N° 25: Centro de Rigidez sentido X-X Nv – 1.4; Nv +1.2 .....	79
Tabla N° 26: Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv – 1.4; Nv +1.2 .....	81
Tabla N° 27: Centro de Rigidez sentido X-X Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.30 .....	83
Tabla N° 28: Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.3 .....	85
Tabla N° 29: Centro de Rigidez sentido X-X Nv+20.82 .....	87

Tabla N° 30: Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv+20.82 .....	88
Tabla N° 31: Resumen de Centro de Masas y Centro de Rigideces .....	89
Tabla N° 32: Incremento Excentricidades eje X-X .....	90
Tabla N° 33: Incremento Excentricidades eje Y-Y .....	90
Tabla N° 34: Tomada de la Tabla N° 19 Fuerzas laterales por piso CEC .....	92
Tabla N° 35: Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x .....	92
Tabla N° 36 Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y .....	93
Tabla N° 37: Chequeo de piso Blando.....	94
Tabla N° 38: Resumen De Deflexiones Críticas.....	96
Tabla N° 39: Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso .....	97
Tabla N° 40: Clasificación de Derivas.....	98
Tabla N° 41 Resumen de Derivas Máximas .....	102
Tabla N° 42 Derivas por piso en X.....	105
Tabla N° 43 Derivas por piso en Y .....	105
Tabla N° 44 Datos generados en el Centro de Masas del CEC .....	106
Tabla N° 45: Peso del Edificio.....	110
Tabla N° 46: Clasificación de los perfiles de suelo .....	115
Tabla N° 47: Clasificación del suelo dentro de los perfiles tipos C, D, E .....	115
Tabla N° 48: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	115
Tabla N° 49: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa .....	116
Tabla N° 50: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	116
Tabla N° 51: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	117
Tabla N° 52: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura .....	117
Tabla N° 53: Configuraciones estructurales recomendadas en planta y elevación $\Phi_p, \Phi_e$ : .....	118
Tabla N° 54: Configuraciones estructurales no recomendadas en planta y elevación $\Phi_p, \Phi_e$ :.....	118
Tabla N° 55: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	119
Tabla N° 56: Datos para el cálculo del cortante basal .....	119
Tabla N° 57: Datos de los Espectros Elásticos del NEC .....	122



Tabla N° 58: Fuerzas laterales por piso NEC .....	127
Tabla N° 59: Tabla Resumen de Centro de masas .....	128
Tabla N° 60: Centro de Rigidez sentido X-X $N_v - 1.4$ ; $N_v + 1.2$ .....	130
Tabla N° 61: Centro de Rigidez sentido Y-Y $N_v - 1.4$ ; $N_v + 1.2$ .....	132
Tabla N° 62: Centro de Rigidez sentido X-X $N_v + 4.05$ ; $N_v + 6.9$ ; $N_v + 9.75$ ; $N_v + 12.6$ ; $N_v + 15.45$ ; $N_v + 18.30$ .....	134
Tabla N° 63: Centro de Rigidez sentido Y-Y $N_v + 4.05$ ; $N_v + 6.9$ ; $N_v + 9.75$ ; $N_v + 12.6$ ; $N_v + 15.45$ ; $N_v + 18.30$ .....	136
Tabla N° 64: Centro de Rigidez sentido X-X $N_v + 20.82$ .....	138
Tabla N° 65: Centro de Rigidez sentido Y-Y $N_v + 20.82$ .....	139
Tabla N° 66: Resumen de Centro de Masas y Centro de Rigideces NEC .....	140
Tabla N° 67: Incremento Excentricidades eje X-X .....	141
Tabla N° 68: Incremento Excentricidades eje Y-Y .....	141
Tabla N° 69: Tomada de la Tabla N° 57 Fuerzas laterales por piso NEC .....	142
Tabla N° 70: Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x .....	142
Tabla N° 71: Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y .....	143
Tabla N° 72: Chequeo de piso Blando .....	144
Tabla N° 73: Resumen De Deflexiones Críticas .....	146
Tabla N° 74: Valores de $\Delta M$ máximos .....	147
Tabla N° 75 Resumen de Derivas Máximas con secciones del CEC .....	150
Tabla N° 76 Derivas por piso en X con secciones del CEC .....	152
Tabla N° 77 Derivas por piso en Y con secciones del CEC .....	152
Tabla N° 78 Derivas por piso en X de la posible solución .....	153
Tabla N° 79 Derivas por piso en Y de la posible solución .....	153
Tabla N° 80 Datos generados en el Centro de Masas del NEC .....	153
Tabla N° 81 Comparación entre Drift (Ver pág.154) .....	159
Tabla N° 82 Comparación de Derivas por piso en X .....	160
Tabla N° 83 Comparación de Derivas por piso en Y .....	160
Tabla N° 84 Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN X .....	161
Tabla N° 85 Derivas por piso calculadas NEC SISMO EN Y .....	161
Tabla N° 86 Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN X .....	162
Tabla N° 87 Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN Y .....	162

Tabla N° 88 Derivas por piso calculadas CEC SISMO EN X.....	163
Tabla N° 89 Derivas por piso calculadas CEC SISMO EN Y.....	163
Tabla N° 90 Resumen de secciones de Vigas y Columnas.....	164
Tabla N° 91 Resumen de Cargas CEC.....	166
Tabla N° 92 Resumen de Cargas NEC.....	167
Tabla N° 93 Resumen de secciones de Vigas y Columnas.....	169
Tabla N° 94 Resumen Inercias y Áreas.....	170
Tabla N° 95 Longitudes de Vigas y Columnas.....	170
Tabla N° 96 Vectores Fuerza.....	172
Tabla N° 97 Resultados de la Solución Matricial del CEC.....	176
Tabla N° 98 Comparación de los desplazamientos CEC.....	176
Tabla N° 99 Calculo de la Deriva elástica de piso CEC.....	177
Tabla N° 100 Comparación de la Deriva elástica de piso CEC.....	177
Tabla N° 101 Resultados de la Solución Matricial del NEC.....	177
Tabla N° 102 Comparación de los desplazamientos NEC.....	178
Tabla N° 103 Calculo de la Deriva elástica de piso NEC.....	178
Tabla N° 104 Comparación de la Deriva elástica de piso NEC.....	178
Tabla N° 105 Comparación de la Deriva de piso NEC y CEC por el M.Matricial.....	179
Tabla N° 106. Comparación de la Deriva de piso NEC y CEC del Etabs. ....	179
Tabla N° 107 Comparación de la Deriva de piso CEC y la posible Solución. .	180

## INDICE DE FIGURAS

Figura N° 1 Espectro Elástico CEC .....	60
Figura N° 2 Espectro Inelástico CEC .....	61
Figura N° 3 Comparación Espectro Elástico e Inelástico CEC .....	62
Figura N° 4 Espectro Elástico NEC .....	122
Figura N° 5 Comparación de Espectro Elástico NEC Y CEC .....	123

## ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 1 Opinión .....	20
Cuadro N° 2 Opinión Utilización del NEC 2011 .....	21
Cuadro N° 3 Opinión NEC 2011 en relación con el CEC 2002 .....	22
Cuadro N° 4 Opinión Variación que se da en el CEC 2002 Y NEC 2011 .....	23
Cuadro N° 5 Opinión Edificios Construidos.....	24
Cuadro N° 6 Opinión Códigos recomendados a utilizar.....	25

## **RESUMEN EJECUTIVO**

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA

**AUTOR:** DEYSI GABRIELA PARRA MOROCHO

**TUTOR:** Ing. Msc. Cevallos Jorge.

“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”

El presente proyecto de investigación permite establecer la comparación de la deriva de piso entre el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Lo cual se realizó, el cálculo en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneos, con la utilización de un Software especializado para el cálculo de estructuras, permitió concluir que los desplazamientos laterales con respecto a su altura (deriva de piso), la deriva de piso con la NEC son mucho mas bajas con respecto al CEC.

## INTRODUCCIÓN

La investigación se realizó para lograr estabilizar las estructuras frente a eventuales sismos que se pueden producir en la ciudad de Ambato. Como objetivo general se planteó: Aportar guía comparativa sobre la deriva de piso de un edificio, el cual engloba a los objetivos específicos: Recopilar información de derivas de piso en los códigos, Calcular la deriva de piso con los códigos CEC y NEC, Comparar los resultados de la deriva de piso entre códigos CEC y NEC y verificar su incidencia en los resultados finales de diseño de la estructura. Según el problema formulado y dependiendo de la relación entre variables, la investigación fue predominantemente cuantitativa. Este proyecto implicó investigación bibliográfica documental.

El propósito de este proyecto es analizar el comportamiento de los desplazamientos de la estructura con la utilización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC).

Se hizo una valoración crítica del problema a investigar, planteándose objetivos a cumplir durante la investigación.

El problema se fundamentó en investigaciones realizadas anteriormente, e indagando con criterio propio cada una de las variables planteadas en el problema y se define la hipótesis: “EL CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 DEBIDO A SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES”

La propuesta: Comparación de los resultados de la deriva de piso entre el CEC 2002 y NEC 2011 en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneos.

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA**

#### **1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN**

**“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”**

#### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### **1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN**

El sismo de Chile de 2010, motivó, en el Ecuador, a un grupo de profesionales de la Ingeniería Sísmica a actualizar el Código Ecuatoriano de la Construcción, cuya versión anterior fue publicada en el 2010 y es así como a finales del 2011, aparece la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11, que responde al nivel de conocimientos actuales. Hay algunos cambios significativos uno de ellos es que la peligrosidad sísmica de la costa pasó de  $0.4 g$ , a  $0.5 g$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad.

En el Ecuador, los estudios de sismicidad histórica han proporcionado importante información sobre eventos sísmicos que se han producido en un período largo de tiempo comparado con los estudios instrumentados, señalando la ocurrencia de importantes terremotos con resultados devastadores en las edificaciones, pese a este hecho, la normativa nacional de diseño estructural de 1993 (CEC93), regulada por el INEN aún sigue vigente, precisamente el capítulo sobre diseño sismo-resistente fue actualizado entre los años 1998-2000, por lo que se lo conoce como CEC 2002 a pesar de que su vigencia oficial fue a partir del año 2001, sin embargo luego de unos años Los profesionales, constructores, entidades públicas, privadas, centros educativos y la ciudadanía podrán realizar sus aportes, a los diferentes capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC10), que fueron presentados, para su socialización, por parte del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Construcción de Quito, el 19 de octubre.

La nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) es una realidad. Su aplicación futura será de gran valor porque contempla normas que se cumplirán en los diferentes campos de la industria de la construcción para precautelar la vida humana, garantizar la calidad de las viviendas, construcciones e inversiones que se realizan a nivel público y privado.

Ecuador no contaba con una norma técnica que garantice las construcciones del país. En la actualidad se toma como referencia normas internacionales para construir y contrarrestar fenómenos naturales, sin embargo, estas normas no son ajustadas a nuestra realidad.

La elaboración de la Norma Ecuatoriana de la Construcción fue coordinada por la Cámara de la Construcción de Quito y cuenta con el respaldo del Gobierno Nacional, a través del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, entidad que patrocinó su elaboración a través de un convenio suscrito con nuestro gremio. Uno de los logros de la NEC 2011 es la elaboración del nuevo Mapa Sísmico del Ecuador, que determina las aceleraciones en proporción de la aceleración de la



gravedad. Esto determina las zonas con mayor riesgo y por ende de aplicación rigurosa de las nuevas normas de construcción.

### **1.2.2 Análisis Crítico**

En el campo de Ingeniería Civil es necesario tomar las precauciones para el análisis de estas estructuras, que deberán soportar adecuadamente las solicitaciones de desastres naturales, como sismos, por lo que se debe realizar un análisis sismo resistente de la estructura, tomando en cuenta los factores de seguridad que garanticen la estabilidad de la estructura.

Debido a los acontecimientos sísmicos presentados en el presente año, como los sismos de Haití y Chile que causaron daños importantes en estructuras de concreto reforzado y que han llevado al colapso de estructuras o daños en elementos estructurales y no estructurales impidiendo el uso de la edificación en un tiempo considerable han hecho eco en el mundo entero sobre la inseguridad existente en edificaciones. Tomando en cuenta que un factor importante en el cálculo de un edificio es la deriva de piso por lo tanto debemos controlar este factor en la edificación ya que es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada.

### **1.2.3 Prognosis**

Si no se establecen y controlan los requisitos generales de diseño de estructuras de edificación seguirá generalizándose la construcción informal sin control ingenieril adecuado, lo que conllevará a que en un escenario con la venida de un sismo de magnitud moderada muy inferior a la establecida por la norma ecuatoriana vigente las edificaciones sufrirán gran daño y muchas de ellas colapsarán provocando grandes pérdidas económicas y peor aún incontables pérdidas de vidas humanas.

La formación profesional integral permitirá la intervención oportuna con efecto de concientizar, a arquitectos ingenieros y usuarios a garantizar un trabajo altamente calificado naturalmente dentro de los parámetros de seguridad y economía este

desempeño constituirá una intervención oportuna que salvaguarde la vida y las expectativas de los residentes de la cada ciudad.

La realización del cálculo de la deriva de piso de un edificio es esencial ya que con ese cálculo comprobamos el desplazamiento existente en un periodo de tiempo y si obtenemos los resultados siguiendo el CEC de dos años diferentes podríamos analizar y comparar la diferencia existente entre ellos.

#### **1.2.4 Formulación del problema**

¿De qué manera afecta el cálculo estructural de la deriva de piso en las edificaciones con los diferentes códigos?

#### **1.2.5 Preguntas Directrices**

¿Qué códigos se utilizan para el de cálculo de la deriva de piso de un edificio?

¿Cuál es el valor máximo de la deriva de piso en un edificio?

¿Cuál es la diferencia entre las versiones del código ecuatoriano de la construcción del 2002 y 2011 sobre la deriva de piso de un edificio en los cálculos?

¿Cómo perjudica la utilización de las versiones del código ecuatoriano de la construcción del CEC 2002 y NEC 2011 sobre la deriva de piso de un edificio?

¿Cuál es la diferencia entre las versiones del código ecuatoriano de la construcción del CEC 2002 y NEC 2011 sobre la deriva de piso de un edificio en sus resultados?

#### **1.2.6 Delimitación**

##### **De Contenido**

Ingeniería civil

Proyectos Estructurales

### **Diseño Estructural.**

Este trabajo estará enmarcado en el diseño sismo resistente del hormigón armado, en un edificio considerando las normas y especificaciones del análisis estipulado por las versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2002 y el NEC 2011.

### **Espacial**

La investigación se realizará considerando un edificio de SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS y su estructura de la ciudad de Ambato en el sector residencial Miraflores, además de la revisión de la ordenanza municipal para saber en qué sectores se pueden construir dichos edificios.



**Gráfico N° 1. Espacial**

### **Temporal**

Este trabajo se presentará y desarrollará en el período de Febrero 2013 a Agosto 2013.

### **1.3 Justificación**

La presente **investigación** es importante por su aporte teórico práctico a mas que permitirá la confianza en los profesionales de la rama de la ingeniería y la arquitectura. La realización de la comparación entre los versiones del Código Ecuatoriano De La Construcción ayudaría ver qué cambios se han realizado entre dichas versiones y cuál es la influencia en su resultado final.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Analizar una estructura de que presenta variaciones en planta y elevación y usos de ocupación, para verificar la variación de los espectros de respuesta y su incidencia en la deriva de piso utilizando las versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción del 2002 y 2011.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

1.- Analizar los resultados de la deriva de piso en la estructura con cada uno de las versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción.

2.- Evaluar cuál es la diferencia en el espectro de respuesta con las dos versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción.

3.- Determinar la diferencia existente entre las versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción aplicados a la deriva de piso en la estabilidad de la estructura.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS**

La presente información ha sido extraída de tesis de Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad técnica de Ambato.

El autor del Seminario de Graduación es Ángel Abel López Rivera con el tema “Las cargas sísmicas y su incidencia en la estabilidad estructural del sub centro de salud “La Vicentina”, Cantón Ambato, provincia del Tungurahua”, publicada en el año 2011; con las siguientes conclusiones:

-Los usuarios de las viviendas del sector —La Vicentina, necesitan que la estructura del Sub-centro de salud debe ser sismo resistente y seguro para atenderse en dicho lugar según sus necesidades.

-Mediante las encuestas realizadas, las viviendas no se han diseñado estructuralmente para resistir sismos, esto indica que hay que ser más meticulosos en los diseños de los mismos.

El autor de la tesis es Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera, con el tema “Diseño Alternativo de un Edificio sismo resistente de ocho pisos que sea el más adecuado y

Económico para los pobladores de la ciudad de Ambato”, publicada en el año 2009, con las siguientes conclusiones:

El diseño de estructuras de hormigón armado sismo resistente en una edificación de ocho pisos garantiza la seguridad y economía a los usuarios de la ciudad de Ambato, debido a que luego del análisis estructural y económico, se desprende que es más seguro y también económico ya que el costo de una estructura de hormigón armado, es casi la mitad del costo de la estructura metálica.

- Al comparar los datos del programa Etabs en cuanto a lo que tiene que ver entre los pórticos 4 y el pórtico C se desprende que para las secciones asignadas, las derivas de piso, en una estructura de acero son menores que de la estructura de hormigón armado.

El autor del Seminario de Graduación es Santiago Daniel Pilco Arias, con el tema “Las cargas sísmicas y su incidencia en la estabilidad del bloque de aulas de 2 pisos, tipo “Dinace”, del centro de educación básica “nueve de octubre”, del sector de Huachi Grande, Cantón Ambato, Provincia de Tungurahua”, publicada en el año 2011, con las siguientes conclusiones:

-El análisis y diseño sismo-resistente de un nuevo bloque de aulas, es la solución a los problemas presentes en cuanto a la infraestructura física del centro educativo.

-La infraestructura de este centro educativo, no permite acoger personas afectadas por algún fenómeno natural adverso.

## **2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA**

El presente trabajo tendrá un Paradigma Crítico Propositivo por la ausencia de investigaciones sobre el cálculo de la deriva de piso afectan a estructuras las cuales se representan en los desplazamientos obtenidos ya que se disponer de códigos q se van actualizando dependiendo de los daños que producen los diversos sismos en los diferentes países. Dentro de la finalidad de la investigación

es primordial la comprensión de las causas y efectos que produce el ocupar uno de los dos códigos en la estructura, identificando las posibles alteraciones que pueden ocasionar con la ejecución del proyecto, revisando los resultados y saber cuál es la diferencia que se produce al ocupar dichos códigos. La investigación será de una forma participativa como investigadora, dando así paso a una investigación abierta, flexible y duradera.

### 2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Los fundamentos legales necesarios para la elaboración de este estudio son los siguientes: Se utilizará los Códigos Ecuatorianos de la Construcción 2002 y el NEC 2011.

### 2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

#### 2.4.1 SUPRA ORDINACIÓN DE LAS VARIABLES

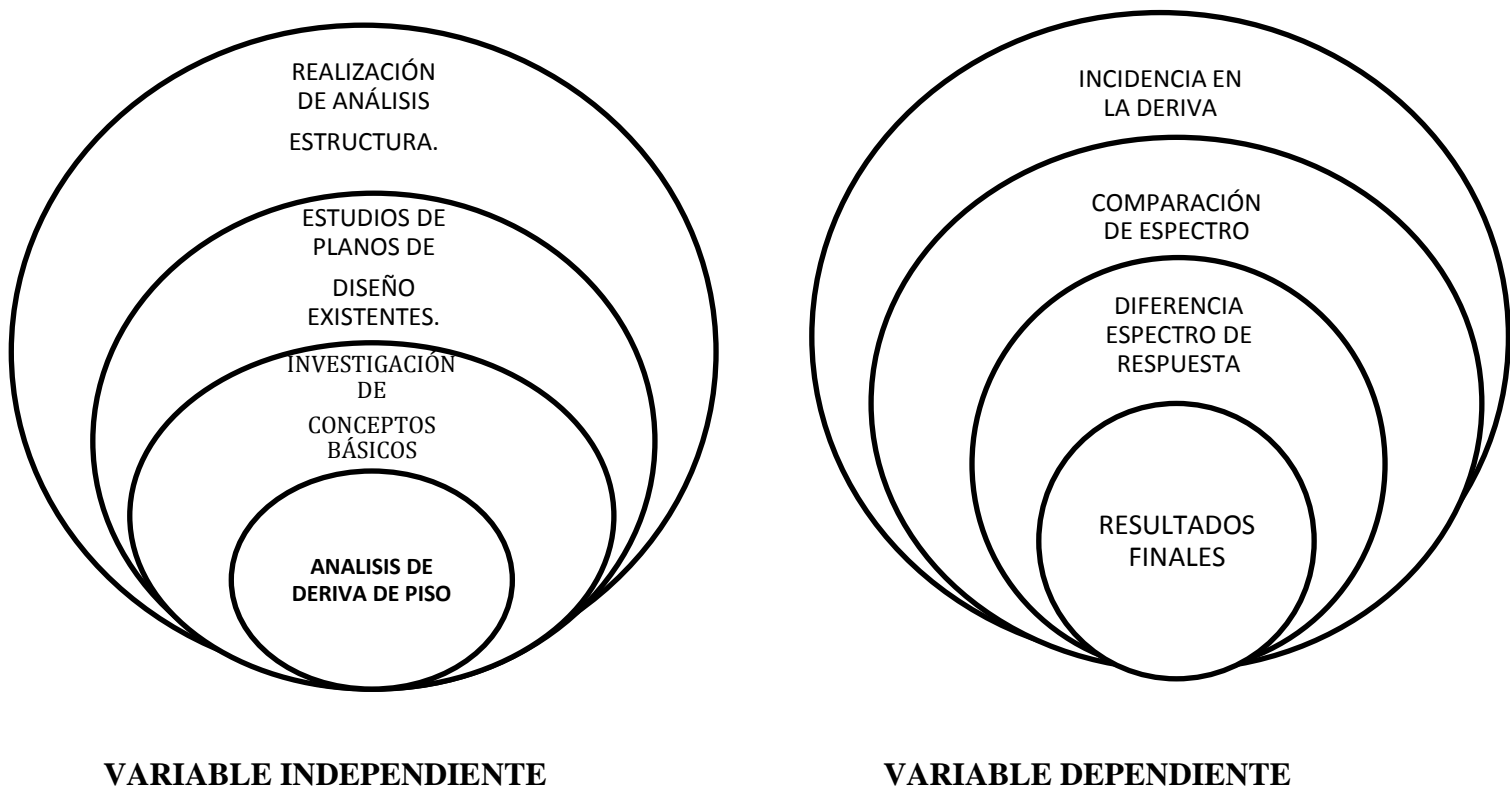


Gráfico N° 2. Supra Ordinación De Las Variables

## **2.4.2 DEFINICIONES**

### **2.4.2.1 EDIFICIO**

Construcción permanente, separada e independiente, concebida para ser utilizada como vivienda o para servir a fines agrarios, industriales, educativos, a la prestación de servicios o en general al desarrollo de una actividad.

### **2.4.2.2 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN EDIFICIO.**

Un edificio está constituido por dos partes:

**Superestructura.-** es el conjunto de elementos que resisten directamente las cargas, tales como: losas, vigas, viguetas, etc.

**Infraestructura.-** específicamente son las partes encargadas de transmitir las cargas de la superestructura a la infraestructura hasta la tierra: columnas, cimentaciones.

### **2.4.2.3 DERIVA DE PISO**

#### **Definición tomada del NEC 2011 Y CEC 2002**

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

**2.4.2.4 ELEMENTO ESTRUCTURAL:** Es cada una de las partes diferenciadas aunque vinculadas en que puede ser dividida una estructura a efectos de su diseño (cimientos, columnas, vigas y pisos). El diseño y comprobación de estos elementos se hace de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales.

Los elementos estructurales suelen clasificarse en virtud de tres criterios principales:

- ✓ **Dimensionalidad del elemento**, según puedan ser modelados como elementos unidimensionales (vigas, arcos, pilares,...), bidimensionales (placas, láminas, membranas) o tridimensionales.



- ✓ **Forma geométrica o posición**, la forma geométrica concreta afecta a los detalles del modelo estructural usado, así si la pieza es recta como una viga o curva como un arco, el modelo debe incorporar estas diferencias, también la posición u orientación afecta al tipo de estado tensional que tenga el elemento.
- ✓ **Estado tensional o solicitaciones predominantes**, los tipos de esfuerzos predominantes pueden ser tracción (membranas y cables), compresión (pilares), flexión (vigas, arcos, placas, láminas) o torsión (ejes de transmisión, etc.).

**2.4.2.5 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.-** Se consideran como elementos no-estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable y que están unidos a las partes estructurales (cimientos, columnas, vigas y pisos).

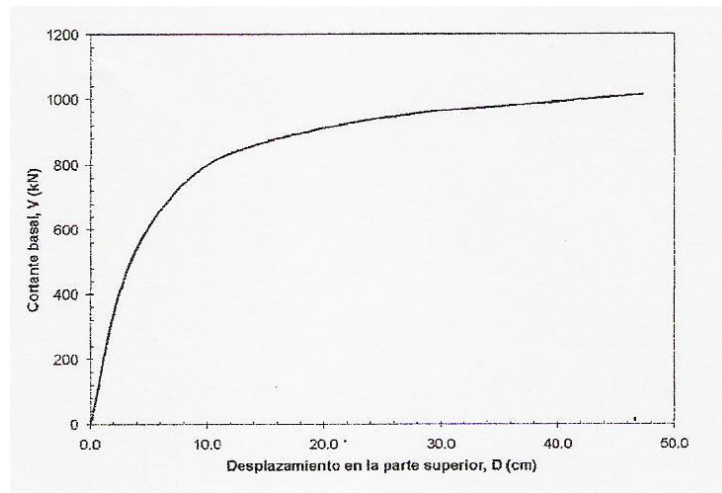
Estos elementos se clasifican en dos grupos: arquitectónicos y las instalaciones básicas cumpliendo funciones esenciales en el edificio relacionados como propósito y la función del mismo.

**2.4.2.6 DISEÑO SISMO-RESISTENTE.-** Elementos y características que definen la estructura sismo- resistente de un edificio. Configuración del edificio. Escala, Simetría, Altura, Tamaño horizontal, Distribución y concentración de masas, Densidad de estructura en planta, Rigidez, Piso flexible, Esquinas, Resistencia Perimetral, Redundancia, Centro de Masas, Centro de Rigideces, Torsión, Periodo propio de oscilación, Ductilidad, Amortiguamiento, Sistemas resistentes.

#### **2.4.2.7 CAPACIDAD ESTRUCTURAL**

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (pushover). Este procedimiento utiliza una

serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad.



**Gráfico N° 3** Curva de Capacidad (Cortante en la base vs. Desplazamiento en el Nivel Superior)

## 2.5 HIPÓTESIS

LA APLICACIÓN DE LAS VERSIONES DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN ENFATIZANDO A LA DERIVA DE PISO, DETERMINARÁ LA INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES DEL EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS.

## 2.6 DEFINICIÓN DE VARIABLES

### VARIABLE INDEPENDIENTE:

LA APLICACIÓN DE LAS VERSIONES DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN ENFATIZANDO A LA DERIVA DE PISO

**VARIABLE DEPENDIENTE:** DETERMINARÁ LA INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES DEL EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS

## **CAPÍTULO III METODOLOGÍA**

### **3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN INVESTIGACIÓN DE CAMPO**

De acuerdo al tema de estudio, la investigación de campo a realizar es:

Investigar la diferencia que existe entre el CEC 2002 Y NEC 2011 sobre la deriva de piso.

Obtener resultados relevantes del estudio realizado.

Determinar qué efectos produce en el cálculo del edificio la utilización del CEC 2002 Y NEC 2011.

#### **INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA**

El análisis determinará cuál de los códigos es recomendable utilizar para la realización del cálculo del edificio. Para este análisis utilizaremos el CEC 2002 Y NEC 2011.

#### **INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL**

Una modalidad experimental, porque con los estudios que se realizaron puedo planear las posibles soluciones para controlar el problema y de ésta manera mejorar la situación.

## **3.2. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN**

### **NIVEL EXPLORATORIO**

El nivel de investigación exploratorio, tiene un estudio poco estructurado, el mismo que permitió elaborar la hipótesis, mediante la cual se obtuvo la variable independiente, que es EL CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA DERIVA DE PISO EN LAS EDIFICACIONES VERIFICANDO LOS CÓDIGOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS AÑOS 2011 Y 2002; y la variable dependiente, que es; RESULTADOS FINALES.

### **NIVEL DESCRIPTIVO**

El nivel descriptivo, permite predicciones rudimentarias, busca especificar las propiedades importantes de personas, grupos, comunidades o cualquier otro fenómeno que sea sometido a análisis.

Solicita un discernimiento sobre el problema de la actualización el Código Ecuatoriano de la Construcción, tiene interés de acción social, además permitirá comparar entre dos o más situaciones, modelos de comportamiento según ciertos criterios.

Para determinar propiedades, características y consecuencias que se darán en el proceso de diseño del edificio. Debido a que se obtendrá datos a través estudios que permitan establecer rangos y valores para describir su comportamiento según la utilización de los códigos que afecten a la estructura en mención.

### **ASOCIACIÓN DE VARIABLES**

El nivel de investigación de asociación de variables, realiza un análisis de correlación, sistema de variaciones, permite evaluar las variaciones de comportamiento de una variable en función de otra, medir la gravedad de relación entre variables.

### 3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

#### 3.3.1. POBLACIÓN

La población que servirá para el desarrollo de esta investigación estará conformada por: 3 Ingenieros Constructores Estructurales, 3 Ingenieros Calculistas Estructurales.

**Tabla N° 1** Población (Frecuencia)

DESCRIPCIÓN	N
Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras	3
Ingenieros Calculistas Estructurales	3
Total	6

**Elaborado por:** Deysi Parra

#### 3.3.2 MUESTRA

Es vital conocer el criterio y experiencia de los ingenieros estructurales que se han dedicado a la construcción de proyectos, entonces es necesario realizar encuestas que guiarán adecuadamente esta investigación, alejándose de una manera proporcional del margen de error.

##### 3.3.2.1 TIPO DE MUESTRA PERSONAL

**Tabla N° 2** Población (Porcentaje)

DESCRIPCIÓN	N	Porcentaje
Ingenieros Constructores Estructurales	3	50 %
Ingenieros Calculistas Estructurales	3	50 %
Total	6	100 %

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 3.4 Operacionalización de variables

#### 3.4.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

#### EL CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO

**Tabla N° 3** Operacionalización de variables/ Variable Independiente

Contextualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Deriva de piso se define como: El desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.	Desplazamientos	Sismo	¿En qué zona calificada por el CEC 2002 y el NEC 2011 se encuentra el estudio	Observación Directa: CEC 2002 Y NEC 2011
		Espectros de diseño	¿Qué espectros de diseño tomar para diseñar?	Encuesta: Cuestionario Observación: Directa: Software
	Comportamiento	Niveles de daño	¿Qué daño soporta la estructura?.	Herramientas computacionales
		Sobre resistencia	¿Qué comportamiento tiene la estructura?.	Herramientas computacionales

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 3.4.2. VARIABLE DEPENDIENTE

#### RESULTADOS FINALES.

**Tabla N° 4** Operacionalización de variables/ Variable Dependiente

<b>Contextualización</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Ítems</b>	<b>Técnicas e Instrumentos</b>
Resultados Finales: no es más que un efecto o la consecuencia de un hecho.	Seguridad	Resistencia ante un sismo.	¿Resistirá eventos sísmicos la estructura?	Normativas y herramientas computacionales
	Resistencia	Nivel de daño	¿Qué nivel Ocupacional tiene la estructura?	Normativas y herramientas computacionales

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

En el presente trabajo investigativo, se realizará observación directa (por medio de los sentidos), con el fin de conseguir conclusiones y experiencias compartidas de los encuestados, es decir el comportamiento que han presentado las estructuras a través del tiempo. Por otra parte la entrevista a utilizarse será de tipo estructurada, es decir con respuestas escritas para obtener un mejor estudio estadístico y acercarnos más a emitir o establecer un criterio de tendencia central que sostenga a través de la experiencia de los encuestados la hipótesis que se plantea, en el caso de ser factible la propuesta.

### **3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN**

#### **3.6.1 PROCESAMIENTO DATOS**

- ❖ Revisión Crítica de la Información Recogida.
- ❖ Tabulación de cuadros según variables de la Hipótesis (Cuadros de una Variable; Cuadros de Cruce de variables, etc.).
- ❖ Porcentuar: Obtener los resultados mediante gráficos estadística.
- ❖ Graficar: Representar los resultados mediante gráficos estadístico.
- ❖ Estudio estadístico de datos para presentación de Resultados.
- ❖ Analizar e interpretar, los resultados relacionándolos con los diferentes partes de la investigación especialmente con los objetivos y la hipótesis.

#### **3.6.2 PRESENTACIÓN DE DATOS**

- ❖ Junto a cada gráfica se recomienda (Objetivos, Hipótesis Propuesta que se usa.)
- ❖ Comprobación de la Hipótesis (ESTADÍSTICAS)
- ❖ Establecimiento de Conclusiones y Recomendaciones



## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA ENCUESTA**

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: **“CÁLCULO DE LA DERIVA DE PISO EN UN EDIFICIO DE SEIS PISOS ALTOS Y DOS SUBTERRANEOS CON LA UTILIZACION DEL CEC 2002 Y NEC 2011 Y SU INCIDENCIA EN LOS RESULTADOS FINALES.”** realizada a 4 Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras, 4 Ingenieros Calculistas Estructurales, se demuestran mediante cuadros y gráficos estadísticos que a continuación se detallan:

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

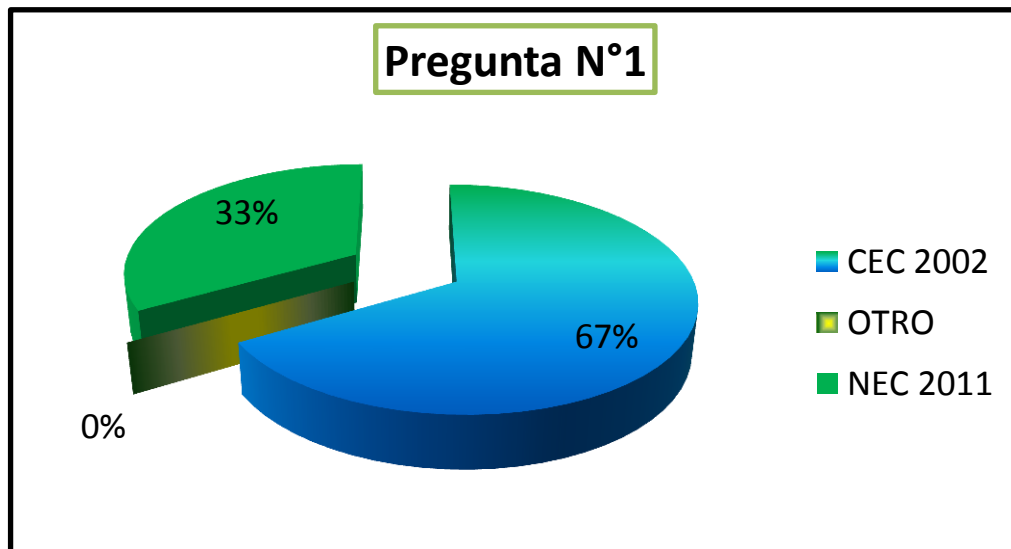
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.1:** ¿En sus diseños sismo-resistentes que ha construido, cuál de los siguientes Códigos ha utilizado?

**Cuadro N° 1** Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
CEC 2002	4	67%
NEC 2011	2	33%
OTROS	0	0%



**Gráfico N° 4** Opinión Diseños Sismo Resistente

**Análisis**

El 67%, de los encuestados han respondido que han utilizado el CEC 2002 en su diseño sismo-resistente, mientras que el 33% restante han respondido que han utilizado el NEC 2011, y un 0% no han utilizado nada.

**Interpretación**

La utilización del CEC 2002 se da porque es un Código aprobado y en vigencia mientras que el NEC 2011 es poco utilizada porque no fue socializada antes de ser aprobada.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

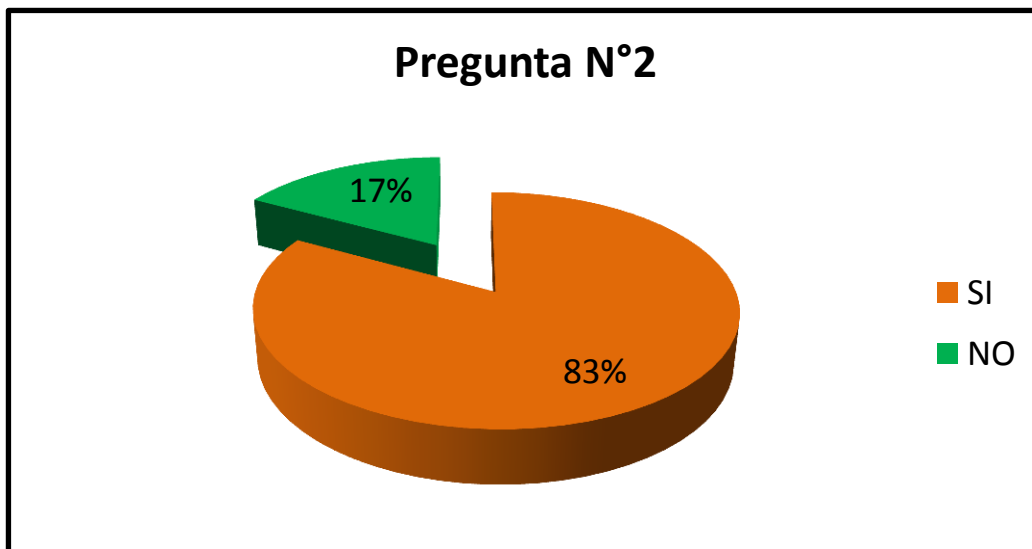
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.2:** ¿Desde su punto de vista, es factible la utilización del NEC 2011 en el Diseño estructural?

**Cuadro N° 2** Opinión Utilización del NEC 2011

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	5	83%
NO	1	17%



**Gráfico N° 5** Opinión Utilización del NEC 2011

**Análisis**

El 83%, de los encuestados han respondido que si es factible la utilización del NEC 2011 para el diseño estructural, mientras que el 17% restante han respondido que no es factible la utilización del mismo.

**Interpretación**

La utilización del NEC 2011 está aprobada y en vigencia por lo tanto es factible utilizarla.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

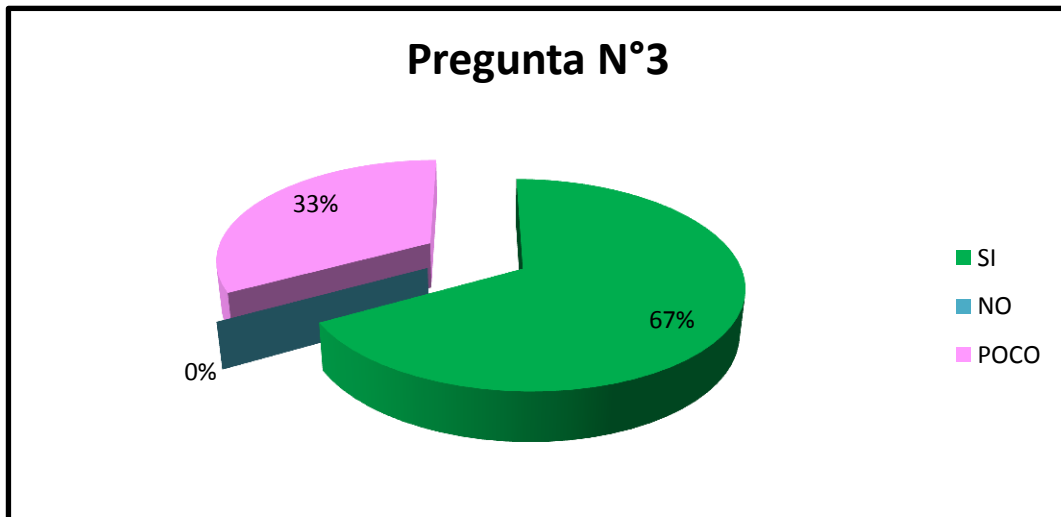
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.3** ¿Con la experiencia que usted tiene cree que la variación hecha en el NEC 2011 en relación con el CEC 2002 se encuentra alguna diferencia en el tema de deriva de piso?

**Cuadro N° 3** Opinión NEC 2011 en relación con el CEC 2002

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	4	67%
NO	0	0%
POCO	2	33%



**Gráfico N° 6.** Opinión NEC 2011 en relación con el CEC 2002

**Análisis**

El 67%, de los encuestados han respondido que si hay una diferencia en la deriva de piso en su diseño sismo-resistente, mientras que el 33% restante han respondido que hay poca la diferencia dela misma. Y un 0% no hay diferencia.

**Interpretación**

Si existe diferencia en comparación con el NEC 2011 y el CEC 2002 sobre la deriva de piso ya que el espectro de respuesta es diferente.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

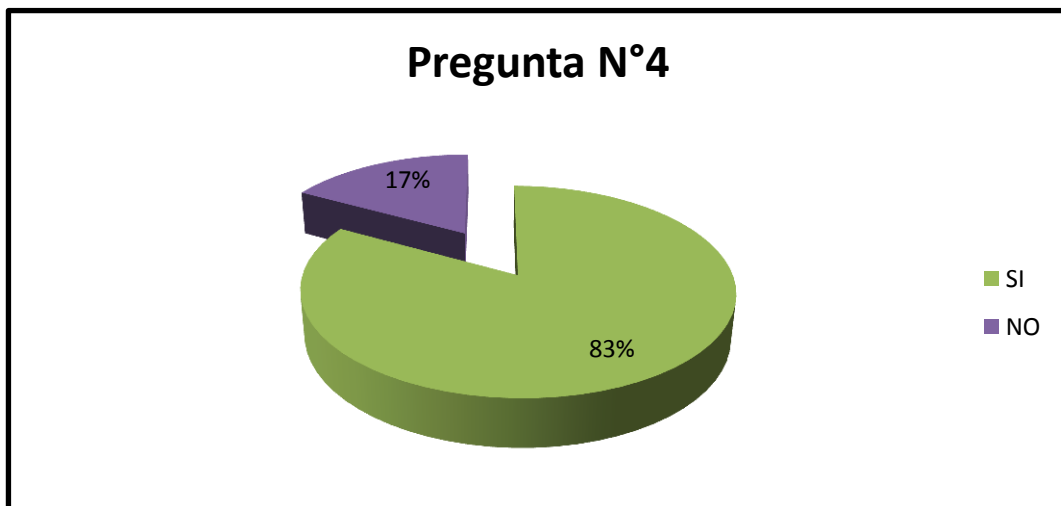
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.4:** ¿Cree que la Variación que se da en el CEC 2002 Y NEC 2011 del espectro de respuesta cambie la estabilidad de la estructura ante un posible evento sísmico?

**Cuadro N° 4** Opinión Variación que se da en el CEC 2002 Y NEC 2011

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	5	83%
NO	1	17%



**Gráfico N° 7** Opinión Variación que se da en el CEC 2002 Y NEC 2011

**Análisis**

El 83%, de los encuestados han respondido que si cambia la estabilidad en sus diseños estructurales, mientras que el 17% restante han respondido que no cambia la estabilidad de sus estructuras.

**Interpretación**

La estabilidad de las estructuras es muy importante para poder salvaguardar las vidas de los ocupantes.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

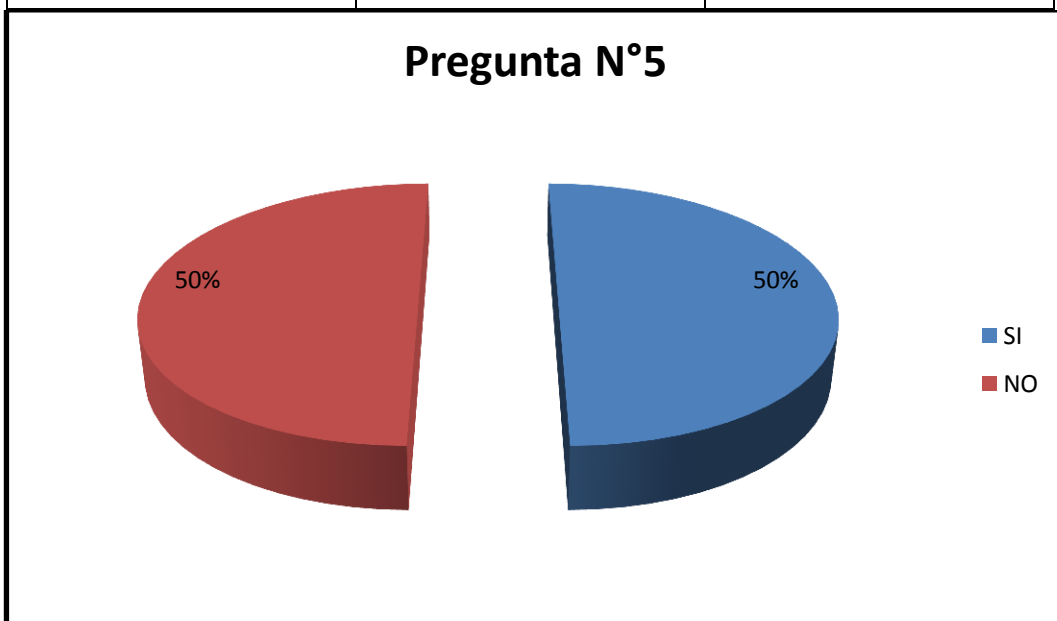
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.5:** ¿De los edificios que ha construido y sabe de su permanencia hasta el momento, en el cual haya ocupado el NEC 2011, se tiene diferencia en los resultados finales de deriva de piso con relación al CEC 2002?

**Cuadro N° 5** Opinión Edificios Construidos

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	3	50%
NO	3	50%



**Gráfico N° 8** Opinión Edificios Construidos

**Análisis**

El 50%, de los encuestados han respondido que si hay diferencia en los resultados finales de deriva de piso en sus diseño sismo-resistente, mientras que el 50 % restante han respondido que no hay diferencia.

**Interpretación**

La diferencia se da por los cambios q existen en la Norma Ecuatoriana De la Construcción.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

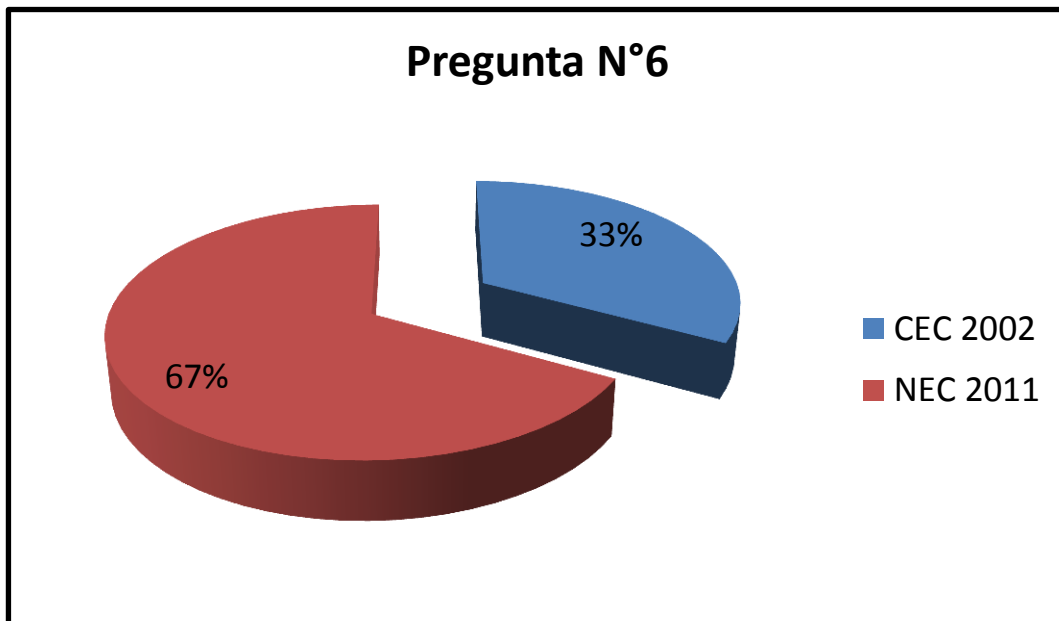
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.6:** ¿Cuál de los dos Códigos recomendaría utilizar para el cálculo estructural?

**Cuadro N° 6** Opinión Códigos recomendados a utilizar

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
CEC 2002	2	33%
NEC 2011	4	67%



**Gráfico N° 9** Opinión Códigos recomendados a utilizar

**Análisis**

El 33%, de los encuestados han respondido que recomiendan utilizar el NEC 2011, mientras que el 33% restante han respondido que recomiendan el CEC 2002

**Interpretación**

Recomiendan utilizar porque es la última Norma Ecuatoriana de la Construcción que fue última aprobada

## **4.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS**

Con la aplicación de las versiones del código Ecuatoriano de la construcción en el análisis estructural del edificio de seis pisos altos y dos subterráneos, y aprovechando los software de análisis y diseño estructural como es el etabs, los cuales nos emitirán resultados, que serán interpretados y con ellos se realizara comparaciones entre dichas normas enfatizando a la deriva de piso de la estructura, y su incidencia en los resultados finales.



## **CAPÍTULO V**

### **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 CONCLUSIONES**

Mediante este trabajo de investigación podemos concluir:

- Se ha Diagnosticado teóricamente cómo las cargas laterales pueden incidir en el diseño de la estructura.
- Utilización de los dos Códigos CEC y NEC para el cálculo de desplazamiento horizontal de la estructura.
- Existente diferencia entre las versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción en las ecuaciones de cálculo para la deriva de piso.
- Existe diferencia teóricamente en el espectro de respuesta entre las dos versiones del Código Ecuatoriano de la Construcción.
- Los resultados obtenidos en la encuesta realizada los Ingenieros Civiles han calculado sus diseños estructurales un 67% con el NEC y un 33% con el CEC.
- La encuesta realizada a los Ingenieros Civiles nos ayudó a tener una idea la diferencia que existe el NEC en relación con el CEC

## 5.2 RECOMENDACIONES

Por todo lo tratado dentro del trabajo de investigación recomendamos:

- Se recomienda realizar un estudio costo-beneficio, ante la utilización de los códigos CEC y NEC para el diseño estructural.
- Resulta de suma importancia antes de aplicar cualquier normativa de diseño estudiarla a fondo y en todo contexto, pues al aplicar la combinación de una y otra se puede cometer errores que pongan en riesgo a la estructura y sus ocupantes.
- Las Instituciones de Educación Superior con carrera de Ingeniería Civil deberían promover las nuevas normativas mediante cursos y seminarios.

## **CAPÍTULO VI**

### **LA PROPUESTA**

#### **6.1 DATOS INFORMATIVOS**

##### **Título**

Comparación de los resultados de la deriva de piso entre el CEC 2002 y NEC 2011 en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneos.

##### **Beneficiarios**

Los alumnos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica como guía de diseño para el cálculo de la deriva de piso.

##### **Ubicación**

Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector “Miraflores”

##### **Tiempo estimado para la ejecución**

Inicio: Mayo

Fin: Agosto

##### **Equipo técnico responsable**

**Calculista:** Deysi Gabriela Parra Morocho

**Ingeniero Director:** Ing. Jorge Cevallos

**Costo** 171.00 U.S.D.

**Tabla N° 5 Rubro de Gastos**

<b>RUBROS DE GASTOS</b>	<b>VALOR</b>
Hojas	60.00
Impresiones	100.00
Esferográficos	4.00
Lápices	5.00
Cuadernos	2.00
<b>TOTAL:</b>	<b>171.00</b>

**Elaborado por:** Deysi Parra

## **6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA**

Las estructuras de edificación y los elementos estructurales que las conforman, deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección, una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida calculada para las cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas mayoradas en las condiciones establecidas en el código de práctica ecuatoriano, que puedan presentarse durante su vida útil cumpliendo con la siguiente filosofía de diseño:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos frecuentes y ocasionales.
- Prevenir daños estructurales severos y controlar daños no estructurales, ante sismos ocasionales y raros.
- Evitar el colapso ante sismos muy raros, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

❖ La siguiente información teórica es de:

**Autor:**

Cando Cando Fabián Alfredo,  
Monrroy Rocano Christian Mauricio,  
Ortega Sarmiento Juan Carlos,  
Puerres Guilcazo Oscar Andrés

**Tema:**

“AISLACIÓN SÍSMICA DE UN EDIFICIO (ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO Y COSTOS CON UN EDIFICIO TRADICIONAL)”

**Conclusiones:**

- Los resultados del análisis modal tridimensional y diseño del edificio HALL CENTRAL, aplicando la norma NEC-11 con su respectivo espectro y el código ACI 318-08 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño del edificio cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron dentro de los rangos establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y filosofía de diseño tradicional establecido en la NEC-11.
- En cuanto al diseño del edificio Hall Central aislado se utilizó la nueva filosofía de la NEC-11 con el espectro que ésta entrega destinado para estructuras sismo resistentes y con el código ACI 318-08. Se cumplió con todas las disposiciones que establece la norma, las fuerzas laterales mínimas tanto para el nivel que se encuentra por debajo de la aislación como para los niveles que se encuentran sobre él, los desplazamientos relativos de entrepiso se ubicaron por debajo de los niveles máximos establecidos.

❖ La siguiente información teórica es de:

**Autor:**

DAISSY GUADALUPE QUISHPE CHIMARRO

MAGALY POLETH QUISHPE CHIMARRO

**Tema:**

ESPECTROS PARA EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO  
ASOCIADOS A LAS FALLAS DE: QUITO Y NANEGALITO.

**Conclusiones:**

- Para la zona 1 con suelo S1, las ordenadas de la aceleración espectral halladas a partir de la generación de un espectro asociadas a las fallas de Quito, es mayor a las que reporta el CEC-2000, para un coeficiente de importancia de 1.5. Esto se debe porque el punto de estudio se encuentra cercano a la falla, por lo que las aceleraciones espectrales son mayores a medida que acercan a la falla. En el ámbito constructivo se debe utilizar para el diseño el espectro que presente un mayor valor, para dar a la estructura su debida seguridad ante un futuro sismo.

### **6.3 JUSTIFICACIÓN**

El interés del ingeniero civil es construir edificaciones de acuerdo a las Normas existentes en el país. Durante un tiempo en el país se está diseñando con el Código Ecuatoriano de la Construcción, se empezó actualizarlo llamándolo Norma Ecuatoriana De La Construcción. El cual genera una gran controversia los cambios existentes entre ellos.

A través de la investigación se puede verificar la diferencia existente entre los códigos, en el diseño de una estructura.

En nuestro país la NEC-11 establece el espectro elástico de diseño en aceleraciones, el mismo que está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficientes de amplificación o deamplificación de suelo.

Dicho espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

## **6.4 OBJETIVOS**

### **6.4.1 OBJETIVO GENERAL**

Analizar los resultados de deriva de piso con una comparación técnica sobre los códigos CEC y NEC.

### **6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Recopilar información de derivas de piso en los códigos.
- Calcular la deriva de piso con los códigos CEC y NEC.
- Comparar los resultados de la deriva de piso entre códigos CEC y NEC y verificar su incidencia en los resultados finales de diseño de la estructura.

## **6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD**

La propuesta es factible realizarla, tanto desde el punto de vista técnico, como en el constructivo, (tomando en cuenta y utilizando los parámetros de diseño), así como la socialización con los involucrados, en el campo tecnológico, humano, y la base legal para poner en marcha dicha propuesta; siendo además de ello un aporte en el ámbito estructural sismo-resistente, con el fin de resolver inquietudes

sobre la diferencia entre el CEC y NEC en el cálculo en estructural, cuyo propósito tiene el lograr la estabilidad en una edificación.

En Ecuador luego del terremoto de Pujilí 1996, se conformó el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, para colaborar en todas las tareas conducentes a la actualización del Código de la Construcción (CEC) de 1977.

Este esfuerzo condujo a la publicación del capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo-resistente del CEC-2000.

Doce años después, el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, en sesión celebrada el 14 de octubre del 2008, dispuso que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, celebre un convenio de cooperación interinstitucional con la Cámara de la Construcción de Quito, para impulsar de manera efectiva y rápida la actualización y elaboración final del CEC. El mencionado convenio fue suscrito 11 de Diciembre de 2008.

El 24 de Marzo 2011, mediante Decreto Ejecutivo 705 se crea el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con el propósito de expedir la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

## **6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA.**

En el país se ha venido calculando edificaciones por un periodo de 9 años con el código CEC el cual próximamente el MIDUVI dispondrá la vigencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, cuyos capítulos corresponden a los archivos que constan en esta página.

En vista de que esta normativa es el resultado de los últimos estudios e investigaciones realizadas a nivel local, regional y mundial, recomendamos a los profesionales y entidades públicas y privadas que en los diseños y construcciones de edificaciones y obras de infraestructura que se realizan en el país, se considere



el cumplimiento de los requisitos mínimos constantes en estas normas, por lo que se propone: “Elaborar la comparación entre el CEC 2002 y NEC 2011 sobre la deriva de piso en un edificio de seis pisos altos y dos subterráneo” lo cual a continuación se describe:

## **6.7 MODO OPERATIVO**

### **GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO**

#### **6.7.1 DATOS GENERALES DE DISEÑO:**

$$f'c = 240\text{Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200\text{Kg/cm}^2$$

$$fu = 3800\text{ Kg/cm}^2$$

#### **Códigos a aplicarse:**

- ACI 318-05
- CEC 2002
- NEC 2011
- AISI 2004

**Peso Específico del Hormigón = 2400 Kg/m<sup>3</sup>**

**Módulo de Poisson del Hormigón = 0.20**

**Módulo de Poisson del Acero = 0.30**

**Módulo de Elasticidad del Acero**

$$Es = 200\ 000\ \text{Mpa} = 2\ 000\ 000\ \text{Kg/cm}^2$$

La edificación tiene una estructura conformada por dos pisos subterráneos y seis pisos altos. Los pisos subterráneos se utilizarán para garaje, por lo tanto, por la carga que van a tener estos pisos se diseñan con losa bidireccional y en los pisos subterráneos se utilizarán para departamentos familiares, la carga que van a tener es mucho menor y son diseñadas las losas con placa cooperante.

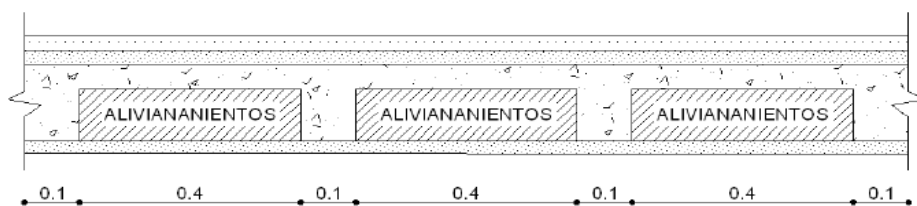
## 6.7.2 PREDISEÑO DE LAS LOSAS.

**LOSA BIDIRECCIONAL:** De acuerdo a la tabla 9.2 (C) en el artículo 9.5.3.2 del ACI318-05. En la sección de espesores de losas sin ábacos para  $420\text{MPa} = 4200\text{kg/cm}^2$  sugiere aplicar la siguiente ecuación:

$$h = l_n / 33$$

$$h = 600\text{cm} / 33$$

$$h = 18.18\text{ cm}$$

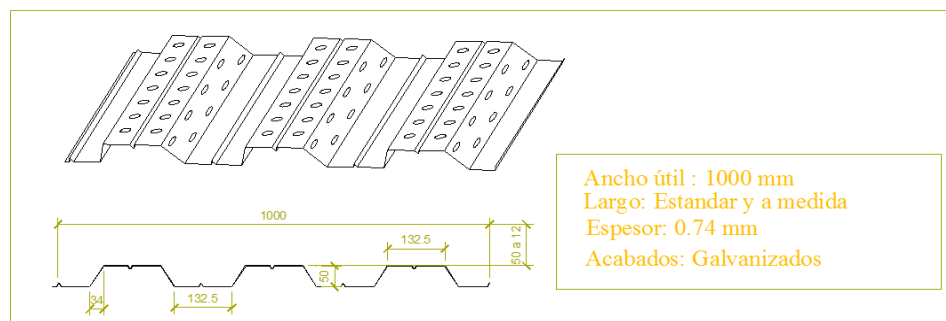


**Gráfico N° 10.** Losa Bidireccional

De acuerdo a los valores de predimensionamiento obtenidos, se utilizará una losa de  $h_{\text{sum}} = 25\text{ cm}$

## LOSA PLACA COOPERANTE:

El espesor del concreto sobre el trapecio según DIPAC es de 5 cm a 12 cm y la altura del valle de la lámina hasta la cresta es de 5 cm



**Gráfico N° 11.** Losa Placa Cooperante

Por consiguiente para el prediseño de la placa cooperante se utilizara un espesor del concreto sobre la cresta de 8 cm y la altura losa es  $d = 13\text{ cm}$

### 6.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

#### 6.7.3.1 CARGAS MUERTAS

Son cargas por gravedad de magnitudes constantes que actúan de manera permanente sobre la estructura durante la vida útil; generalmente la mayor parte de las cargas muertas es el peso propio de la estructura. Es que puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material. Para edificios, por lo general se toman como cargas muertas, peso de losa, acabados de entresijos y cielos rasos, y se deja un margen para tener en cuenta cargas suspendidas como conductos, aparatos y accesorios de iluminación, etc. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura.

#### LOSA BIDIRECCIONAL.-

De acuerdo a lo que manifiesta el Código ACI 318-05 en el artículo 8.11.2 a 8.11.5.2, podemos definir la losa de la siguiente manera:

**Tabla N° 6 CARGA MUERTA LOSA BIDIRECCIONAL**

P.P. Loseta : -	0.05m 1.00m 1.00m 2400 Kg/m <sup>3</sup>	120.0
P.P. Nervios: -	0.20m 0.10m 3.60m 2400 Kg/m <sup>3</sup>	172.8
P.P. Alivianamiento:	8 u/m <sup>2</sup> - - - 7 Kg/u	56.0
P.P. Alisado Sup. e Inf.:	0.05m 1.00m 1.00m 1900 Kg/m <sup>3</sup>	95.0
P.P. Acabados: -	0.025m 1.00m 1.00m 1200 Kg/m <sup>3</sup>	30.0
	CM=	473.8 Kg/m <sup>2</sup>

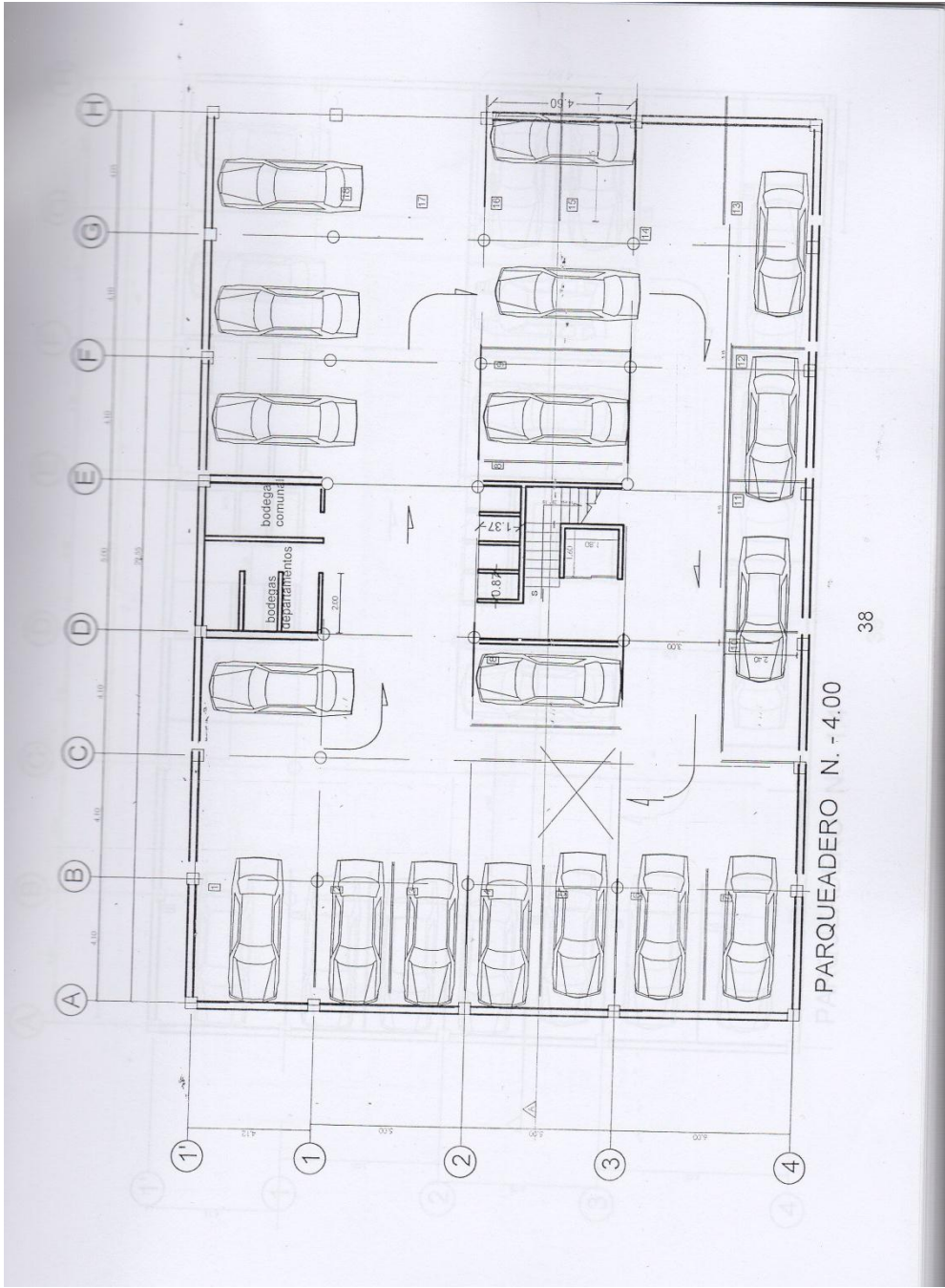
**Elaborado por:** Deysi Parra

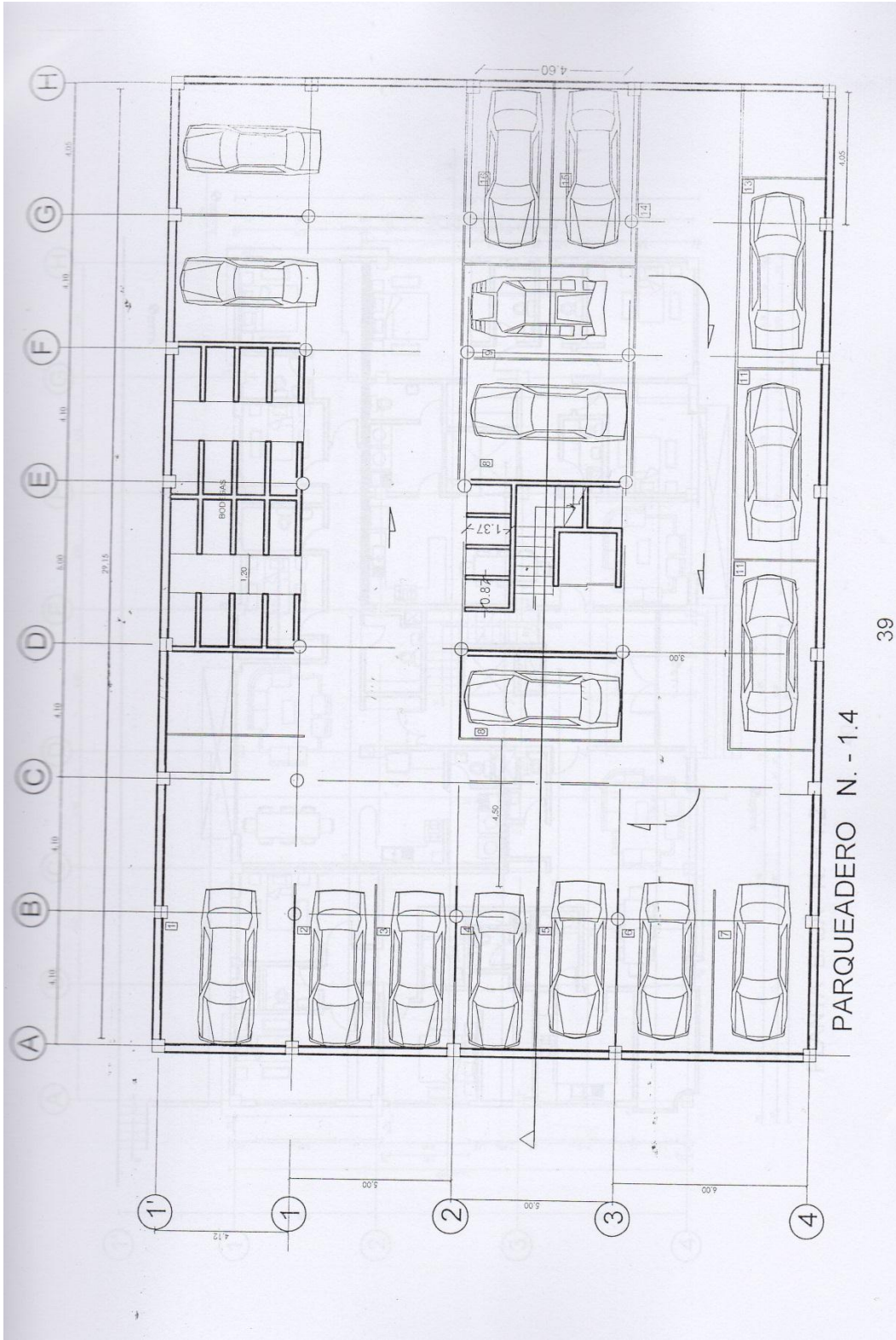
#### LOSA PLACA COPERANTE.-

**Tabla N° 7 CARGA MUERTA LOSA PLACA COOPERANTE**

Peso Hormigón	0.1054m <sup>3</sup> * 2400 Kg/m <sup>3</sup>	252.96 Kg c/m <sup>2</sup>
Peso Placa	7.08 Kg	7.08 Kg c/m <sup>2</sup>
P.Elemento no Estructural	446.75 Kg	446.75 Kg c/m <sup>2</sup>
P.P. Acabados: -	0.025m 1.00m 1.00m 1600 Kg/m <sup>3</sup>	40.0 Kg c/m <sup>2</sup>
	Wpp=	746.79 Kg/m <sup>2</sup>

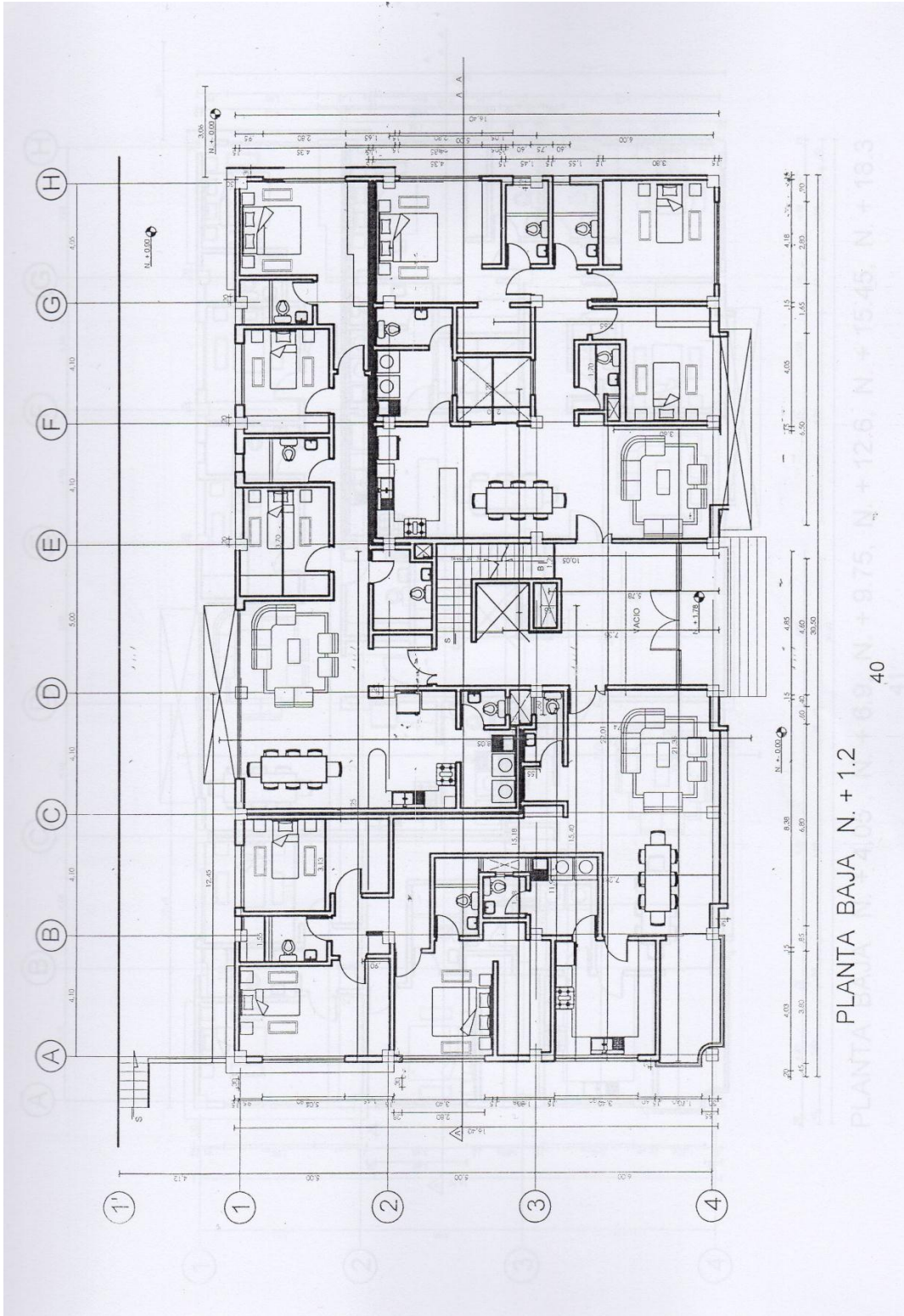
**Elaborado por:** Deysi Parra





PARQUEADERO N. - 1.4



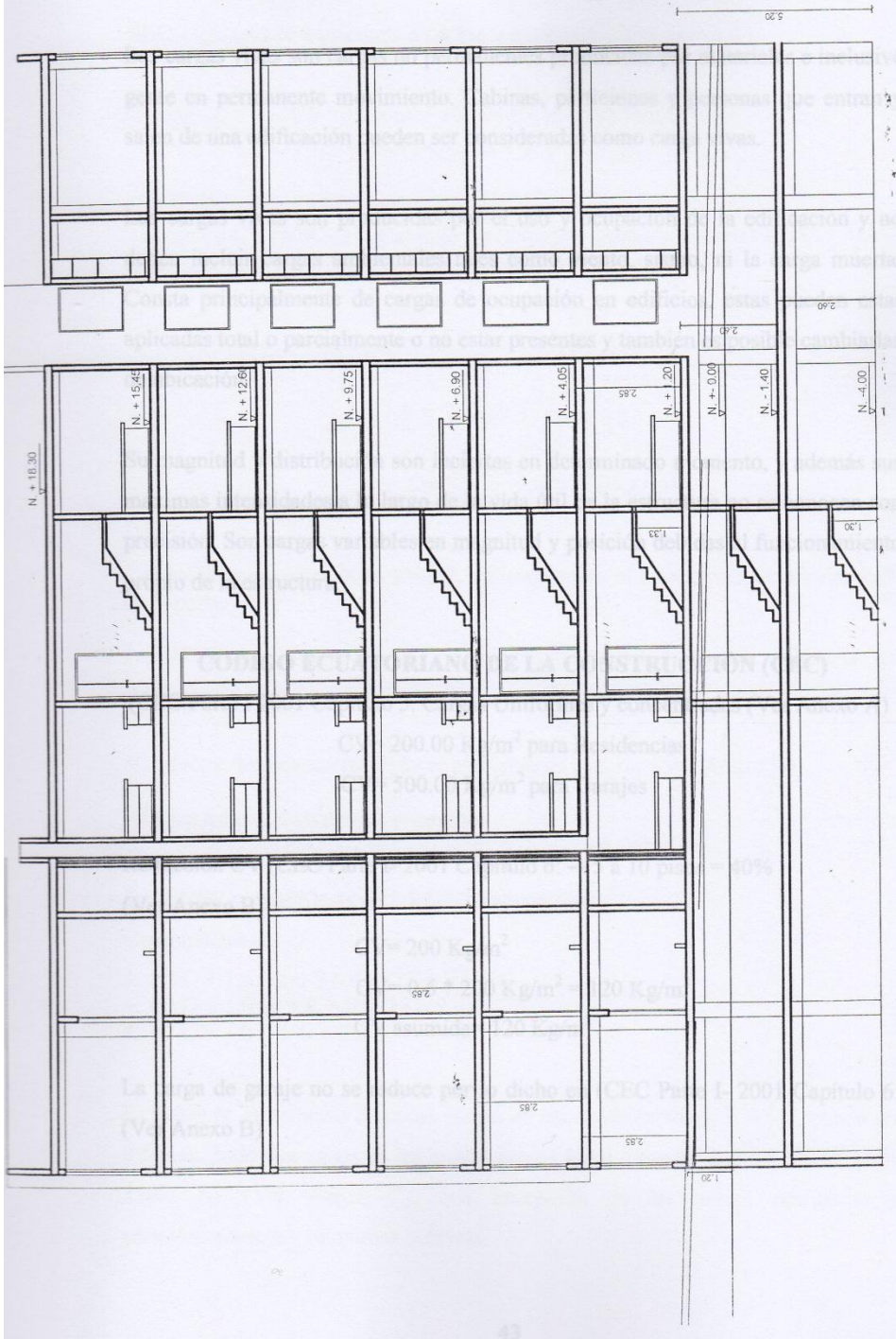


PLANTA BAJA N. + 1.2





6.7.3.2 CARGAS VIVAS



CORTE A-A  
42



### **6.7.3.2 CARGAS VIVAS**

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales e inclusive gente en permanente movimiento. Cabinas, particiones y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como carga vivas.

Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta. Consta principalmente de cargas de ocupación en edificios, estas pueden estar aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación.

Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

#### **CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC)**

(CEC Parte I-2001 Capítulo 3. Cargas Uniformes y concentradas (Ver Anexo A)

$CV = 200.00 \text{ Kg/m}^2$  para Residencias

$CV = 500.00 \text{ Kg/m}^2$  para Garajes

Reducción CV (CEC Parte I- 2001 Capítulo 6: → 5 a 10 pisos = 40%

(Ver Anexo B)

$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$

$CV = 0.6 * 200 \text{ Kg/m}^2 = 120 \text{ Kg/m}^2$

CV asumida=  $120 \text{ Kg/m}^2$

La carga de garaje no se reduce por lo dicho en (CEC Parte I- 2001 Capítulo 6:  
(Ver Anexo B)

## NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)

NEC-11, Capítulo 1 referente a cargas y materiales (Ver Anexo C)

$$CV = 2 \text{ KN/m}^2 = 203.94 \text{ Kg/m}^2 \text{ para Residencias}$$

$$CV = 2.0^{a, b} \text{ KN/m}^2 = 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ para Garajes}$$

Reducción CV (NEC- 11, Capítulo 1 referente a cargas y materiales) (Ver Anexo D)

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

$$L = 2 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 * 492}} \right)$$

$$L = \frac{0.91 \text{ KN}}{\text{m}^2} = 92.79 \text{ Kg/m}^2$$

Dónde:

$L$  sobrecarga distribuida en  $\text{kN/m}^2$ , aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

$L_o$  sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte. (Ver Anexo C)

$K_{LL}$  factor de sobrecarga según el elemento de soporte. (Ver Anexo D)

$A_T$  área tributaria en metros cuadrados

En el NEC se manifiesta en 1.1.6.3.2 Excepciones:

Combinaciones:

**3.**  $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$

**4.**  $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

**5.**  $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$

El factor de incremento de carga para  $L$  en las combinaciones 3, 4 y 5, puede ser 0.5 para todos los casos en los cuales  $L_o$  sea igual o menor que  $4.8 \text{ kN/m}^2$  en la Tabla A1 (Ver Anexo C); con excepción de las aéreas destinadas a estacionamientos y reuniones públicas

Por lo tanto:

$$CV = 2 \text{ KN/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$CV = 102 \text{ Kg/m}^2 \text{ para Residencias}$$

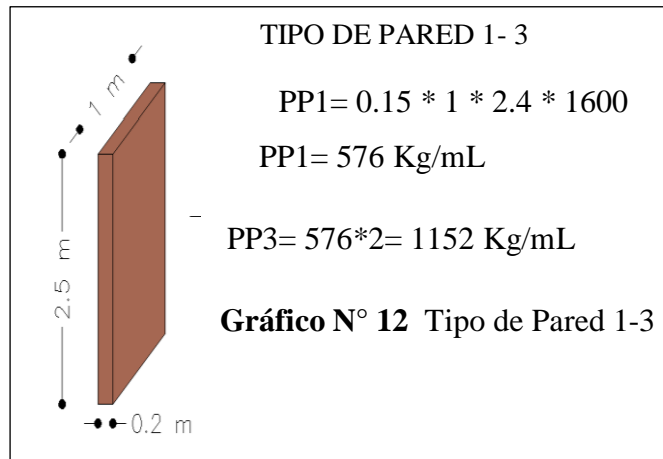
La carga de garaje no se reduce por lo expresado en el NEC en el capítulo 2 en la sección de reducción de cargas:

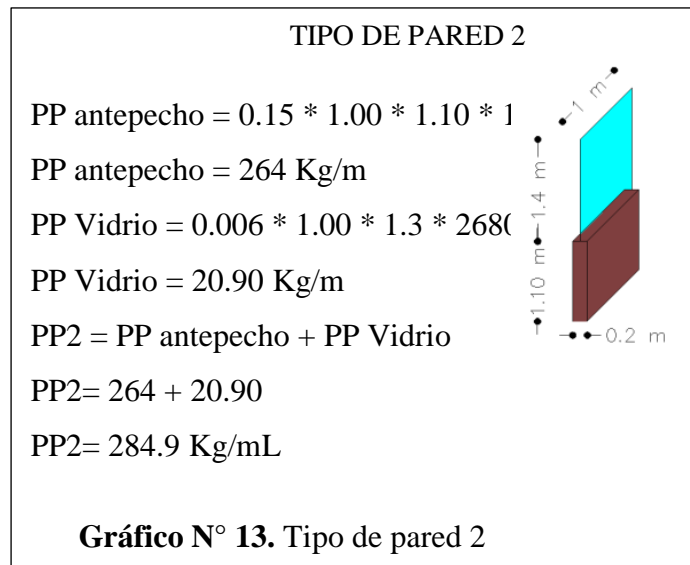
### ESTACIONAMIENTOS PARA VEHÍCULOS DE PASAJEROS

En estacionamientos para vehículos de pasajeros no se permite reducción de las sobrecargas, excepto cuando el elemento soporte dos o más pisos en que se podrá reducir hasta en un 20 %.

$$CV = 2.0^{a,b} \text{ KN/m}^2 = 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ para Garajes}$$

### 6.7.4 CARGA DE PAREDES





La siguiente ecuación se aplicó para todos los tableros del edificio calculando la carga de pared de acuerdo a los planos arquitectónicos.

$$\Delta CM = \frac{PPP1 * Longitud}{Area Tributaria}$$

$$\Delta CM = \frac{\frac{576kg}{mL} * 8.5m + \frac{1152kg}{mL} * 3.7mL}{(4.10m * 5m)}$$

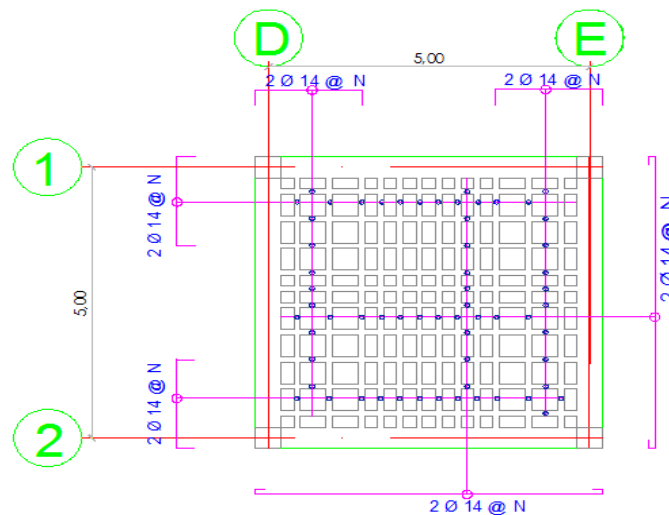
$$\Delta CM = \frac{446.75kg}{m^2}$$

## 6.7.5 DISEÑO DE LOSA

### 6.7.5.1 LOSA BIDIRECCIONAL (MÉTODO 3ACI)

Para esta estructura se utilizará losa bidireccional aligerada, debido a que ofrece un mejor control de las deformaciones, y para su diseño se aplicará el Método 3 ACI, por su gran fiabilidad de resultados. El Código ACI de 1963 con el nombre del método 3 ACI, y utilizado ampliamente en Europa, fue introducido en los Estados Unidos por Rogers. Desde 1963 se utiliza en forma amplia para lasas

apoyadas en los bordes por muros, vigas de acero o vigas monolíticas de concreto, cuya altura total no sea menor que aproximadamente tres veces el espesor de la losa. Aunque no formó parte del Código ACI de 1977 o de versiones posteriores, se permite su uso continuo bajo la disposición del Código actual (Código ACI318 13.5.1) con relación a que un sistema de losa puede diseñarse utilizando cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica, siempre y cuando se demuestre que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplen los requisitos de funcionalidad.



**Gráfico N° 14. LOSA BIDIRECCIONAL (MÉTODO 3ACI)**

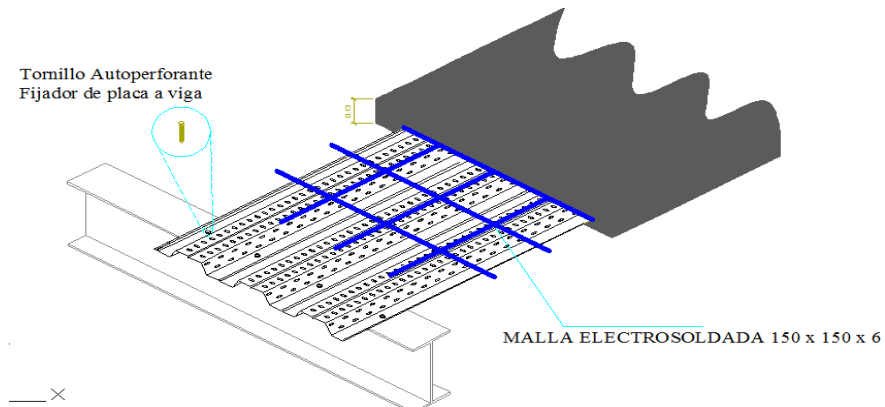
**Elaborado por:** Deysi Parra

### **6.7.5.2 LOSA CON PLACA COOPERANTE**

Este sistema de losas aprovecha las características de una lámina de acero preformada y galvanizada sobre la cual se funde concreto.

El comportamiento combinado una vez que el concreto alcanza su resistencia máxima y el tablero de acero permite obtener un sistema de losa de mejores características mecánicas que los sistemas tradicionales.

El sistema es diseñado bajo la norma COMPOSITE STEEL FLOOR DECK que es parte de la norma (AISI) y se diseña bajo el sistema tablero de piso de acero para comportamiento compuesto.



**Gráfico N° 15. LOSA CON PLACA COOPERANTE**

### 6.7.6 PREDISEÑO

#### 6.7.6. 1 SECCIONES ASUMIDAS DE VIGAS

Las vigas asumidas para el diseño del edificio fueron las siguientes:

Dónde:

b=base

h=altura

**Tabla N° 8** Secciones asumidas de Vigas

b	h	$h/b \leq 2$	PISOS
40	50	1.25	Dos Primeros Pisos
40	40	1	Tres Pisos Sigüientes
30	40	1.33	Tres Pisos Últimos

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.6.2 SECCIONES ASUMIDAS DE COLUMNAS

Dónde:

b=base

h=altura

D= Diámetro

**Tabla N° 9** Secciones asumidas de columnas

Sección	b	h	D	Ubicación
Cuadrada	50	50		Perimetrales
Circular			50	Centrales

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.7 CALCULOS CON EL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION (CEC)

#### 6.7.7.1 PESOS POR PLANTA

Según el CEC 2001 en la parte 6.1.1 cita:

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 de estructuras de bodegas o de almacenaje,  $W$  se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

Dónde:

CM= Carga Muerta

CV= Carga Viva

PPi= Pesos de pared de cada tipo

Li= Longitud de paredes

WCM= Peso de carga muerta

WCV= Peso de carga viva

W= peso total de cada piso

hi= Altura de cada entre piso

Datos generales:

$$CM= 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV= 120 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_1= 576 \text{ Kg/mL}$$

$$PP_2=284.9 \text{ Kg/mL}$$

$$PP_3=1152 \text{ Kg/mL}$$

PLANTA TIPO Nv. +1.2, Nv. +4.05, Nv. +6.9, Nv. +9.75, Nv. +12.6, Nv.  
+15.45

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 188.79 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 45.75 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 3} = 22.81 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM * \text{Area Planta}) + (PP_i * L_i)$$

$$WCM = (473.8 * 482.295) + (576 * 188.79) + (284.9 * 45.75) + (1152 * 22.81)$$

$$WCM = 376565.706 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\% WCV$$

$$W = 376565.706 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 363559.56 + 0.25 (120 * 482.295)$$

$$W = 391034.556 \text{ Kg} = 391.03 \text{ Tn}$$



PLANTA TIPO Nv. +18.3

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 120 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_1 = 576 \text{ Kg/mL}$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 43.59 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 5.48 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM * \text{Area Planta}) + (PP_i * Li)$$

$$WCM = (473.8 * 482.295) + (576 * 43.59) + (284.9 * 5.48)$$

$$WCM = 255180.46 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\% WCV$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (120 * 482.295)$$

$$W = 269649.31 \text{ Kg} = 269.64 \text{ Tn}$$

TAPAGRADAS Nv + 20.82

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (13.8 * 5.4)$$

$$\text{Area Planta} = 74.52 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM * \text{Area Planta}) + (PPi * Li)$$

$$WCM = (473.8 * 74.52) + (0)$$

$$WCM = 35307.57 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\% WCV$$

$$W = 35307.57 + 0.25(CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 35307.57 + 0.25 (120 * 74.52)$$

$$W = 37543.17 \text{ Kg} = 37.54 \text{ Tn}$$

**Tabla N° 10** Peso del Edificio

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m) hi</b>	<b>PESO (Ton) W</b>
<b>TAPAGRADA</b>	22.22	37.54
<b>7</b>	19.70	269.64
<b>6</b>	16.85	391.03
<b>5</b>	14.00	391.03
<b>4</b>	11.15	391.03
<b>3</b>	8.30	391.03
<b>2</b>	5.45	391.03
<b>1</b>	2.6	391.03
<b>TOTAL</b>		2653.26

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.7.2 CÁLCULO DE LA CARGA SISMICA

El cortante basal total de diseño  $V$ , que será aplicado a la estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones de acuerdo al Código de Ecuatoriano de la Construcción, en el artículo 6.2.1:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Dónde:

$Z$ : Factor de peligrosidad sísmica de la Zona

$I$ : Coeficiente de Importancia de la Estructura

$C$ : Coeficiente de suelo (interacción suelo – estructura). No debe exceder del valor de  $C_m$  establecido en la Tabla N° 11 y no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

$R$ : Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_p$ : Configuración en Elevación

$\phi_e$ : Configuración en Planta

**Tabla N° 11** Factores que dependen del tipo de suelo  $S$  y  $C_m$

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

**Fuente:** INEN CPE 5:2001

**Tabla N° 12** Valores del factor  $Z$  en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor $Z$	0.15	0.25	0.30	0.4

**Fuente:** INEN CPE 5:2001

**Tabla N° 13** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión 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:** INEN CPE 5:2001

**Tabla N° 14** Valores del coeficiente de reducción d respuesta estructural R

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

**Fuente:** INEN CPE 5:2001

**Tabla N° 15** Coeficiente de configuración en planta

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

Fuente: INEN CPE 5:2001

**Tabla N° 16** Coeficiente de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda $\Phi_{E1}$	Sistemas duales o con diagonales $\Phi_{E2}$
1	<b>Piso blando (irregularidad en rigidez)</b> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	<b>Irregularidad en la distribución de las masas</b> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	<b>Irregularidad geométrica</b> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	<b>Desalineamiento de ejes verticales</b> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</b> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<b>Columnas cortas</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Fuente: INEN CPE 5:2001

### 6.7.7.3 Periodo de vibración de la estructura T

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

En donde:

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

De acuerdo al CEC, Parte I - capítulo 12, artículo 6.2.4.1:

$C_t = 0,09$  para pórticos de acero

$C_t = 0,08$  para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0,06$  para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

La altura del edificio:  $h_n = 22.22$  m

Para el análisis modal de la estructura con muros de corte se requiere utilizar el coeficiente  $C_t = 0,06$

Aplicando la ecuación del Período de Vibración tenemos:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.06 * (22.22)^{3/4}$$

$$T = 0.61 \text{ seg}$$

### 6.7.7.4 Coeficiente C

Para calcular el Valor de C, el CEC en el artículo 6.2.1, muestra la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1.25S^S}{T}$$

Dónde:

S: Coeficiente en base al Perfil de Suelo. (De esta tabla se obtiene, además el  $C_m$ , que representa el punto máximo de la curva del espectro sísmico elástico).

T: Período de Vibración, y este valor está determinado a partir de uno de los métodos descritos por el CEC, en el artículo 6.2.4.1

- **Coefficiente del suelo S**

El suelo donde se construirá la estructura en estudio es un SUELO INTERMEDIO

Según la Tabla 11 S2 → S=1.2; C= 3.0

$$C = \frac{1.25S^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.61}$$

$$C = 2.53$$

El CEC, dentro del artículo 6.2.1 manifiesta que el valor C no debe exceder Cm, establecido en la Tabla N° 11, y no debe ser menor a 0.5

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0.5 \leq 2.53 \leq 3.0$$

Por lo tanto se toma C= 2.53

Según el CEC 2001 en la parte I cita en el artículo 4.8.1.1:

Los valores de Cm y de S establecidos en la Tabla N° 11 provienen de los valores de aceleraciones espectrales máximas esperados para valores de Z y de tipo de suelo críticos. Adicionalmente, la intersección entre el valor de C y de su límite superior Cm, define la frecuencia de esquina o de corte que separa la zona de períodos con aceleración constante con la zona de períodos de velocidad constante, dependiendo del tipo de suelo.

### 6.7.8. CARGA DE SISMO PARA MODELO CON MUROS DE CORTE.

De acuerdo al CEC, para el análisis modal de la estructura se utilizará los siguientes valores:

Según la Tabla 12	Zona 4, Z=0.40
Según la Tabla 13	I= 1.0
Según la Tabla 14	R=12 (Muros estructurales)
Según la Tabla 15	$\phi$ planta= 0.90
Según la Tabla 16	$\phi$ elevación= 0.81

Se toma el valor de  $\phi_p=0.9$  porque existe variación en planta en el diseño de la estructura se establece que el piso 2 es diferente al piso 3.

Se toma el valor de  $\phi_e=0.81$  porque existe una variación en elevación en el diseño de la estructura con alturas de 2.85 m desde el piso 3 hasta el piso 8 y 2.6 m en los piso 1 y 2.

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{0.4 * 1 * 2.53}{12 * 0.81 * 0.9} * W \quad W=2653.26 \text{ Tn}$$

$$V = 0.115 * W$$

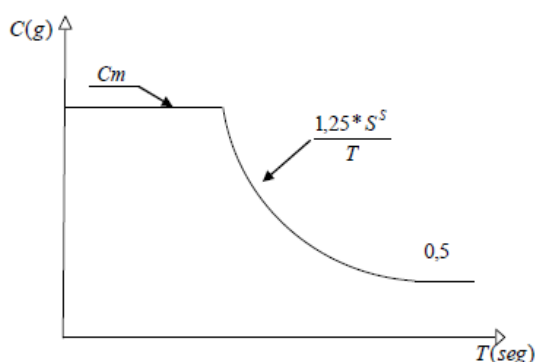
$$V = 0.115 * 2653.26 \text{ Tn}$$

$$V = 307.36 \text{ Tn}$$



### 6.7.9 DISEÑO ESPECTRALES DE LA ESTRUCTURA

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $C$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Gráfico N° 16. Con las mismas especificaciones ya mencionadas previamente para cada uno de los factores de las ecuaciones de la aceleración espectral.



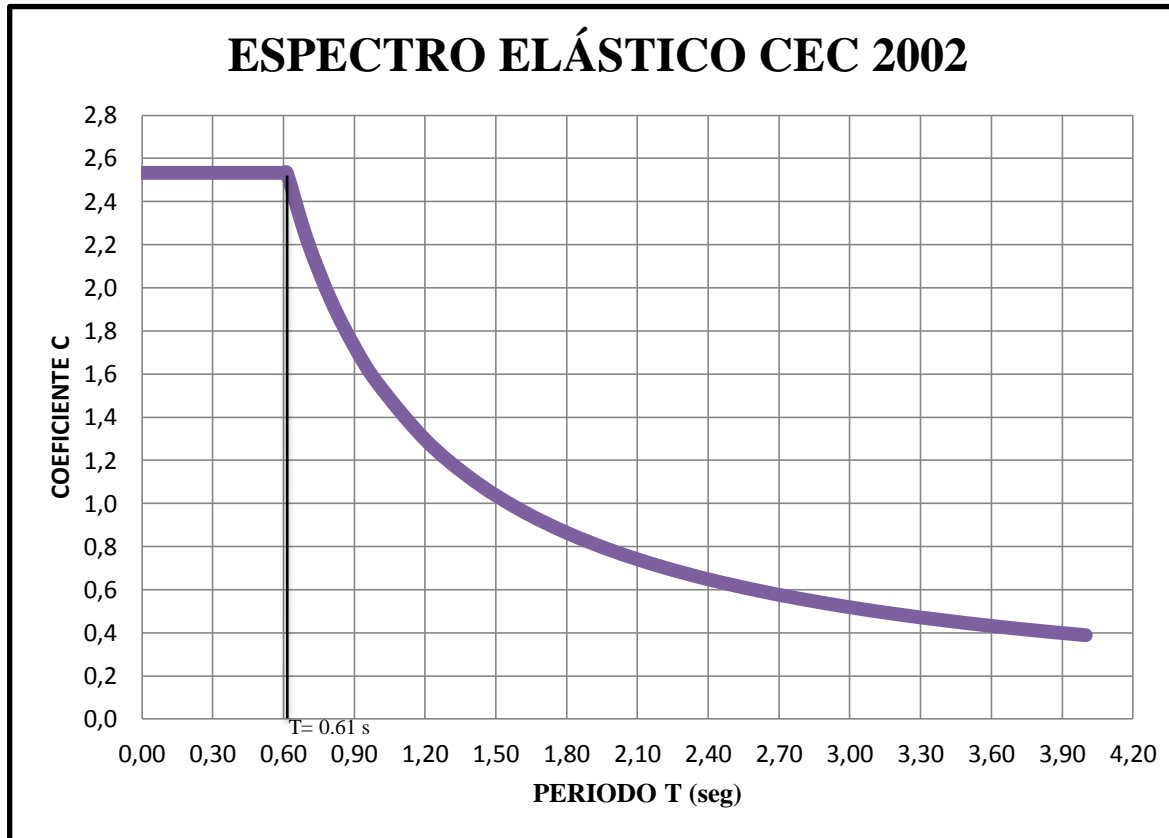
**Gráfico N° 16** Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño según el CEC 2002

Según el CEC 2001 en la parte I cita en el artículo 6.11.2.2:

Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

Datos para el diseño espectral de la estructura:

$Z = 0.4$	$T = 0.61 \text{ seg}$	$C = 2.53$	$g = 9.81 \text{ (gravedad)}$
$I = 1.0$	$R = 12$	$\phi_p = 0.9$	
$S = 1.2$	$\phi_e = 0.81$		

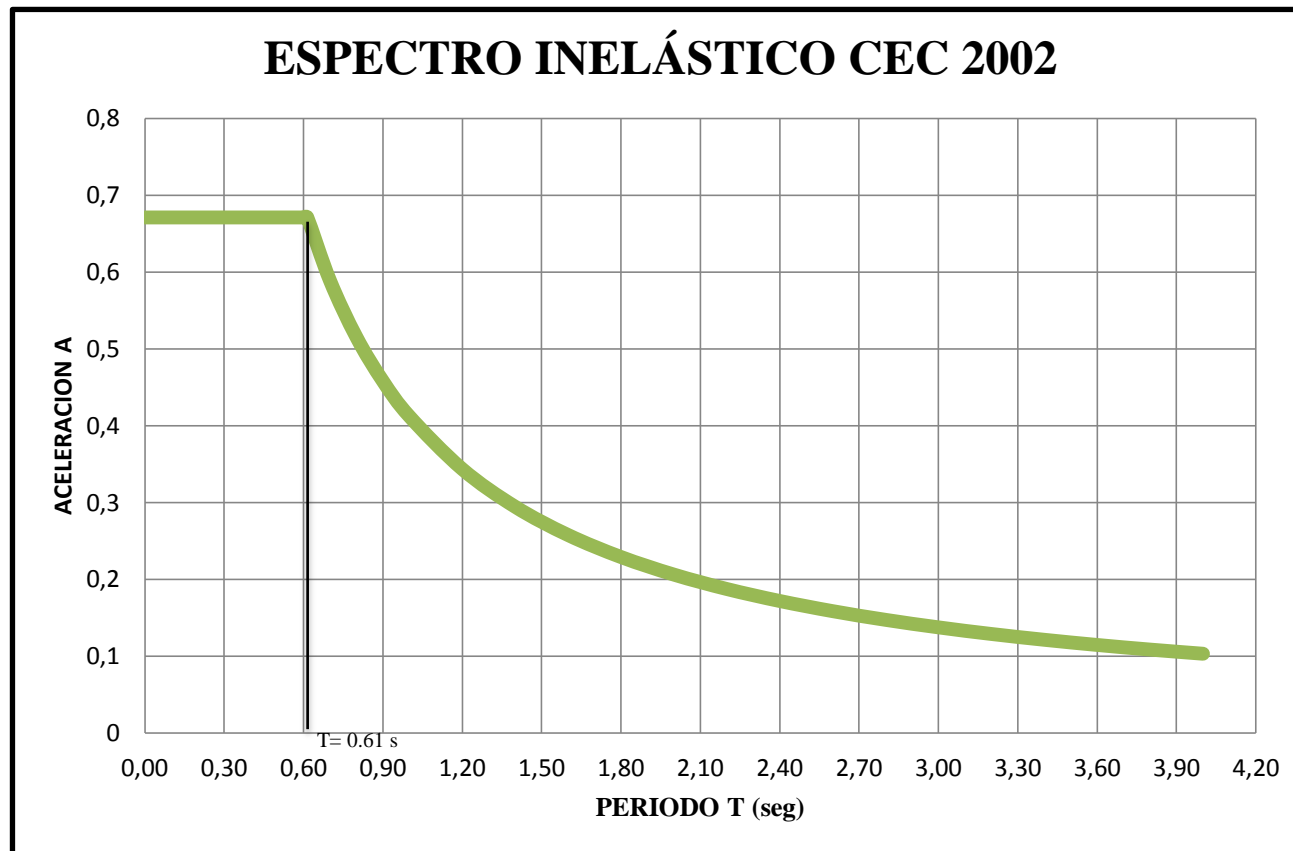


ESPECTRO ELASTICO	
T	C
0.00	2.533
0.20	2.533
0.30	2.533
0.40	2.533
0.52	2.533
0.56	2.533
0.60	2.533
0.61	2.533
0.70	2.222
0.80	1.945
0.90	1.729
1.00	1.556
1.20	1.296
1.40	1.111
1.60	0.972
1.80	0.864
2.00	0.778
2.20	0.707
2.40	0.648
2.60	0.598
2.80	0.556
3.00	0.519
3.20	0.486
3.40	0.458
3.60	0.432
3.80	0.409
4.00	0.389

**Figura N° 1** Espectro Elástico CEC

**Tabla N° 17:** Datos de los Espectros Elásticos CEC

**Elaborado por:** Deysi Parra

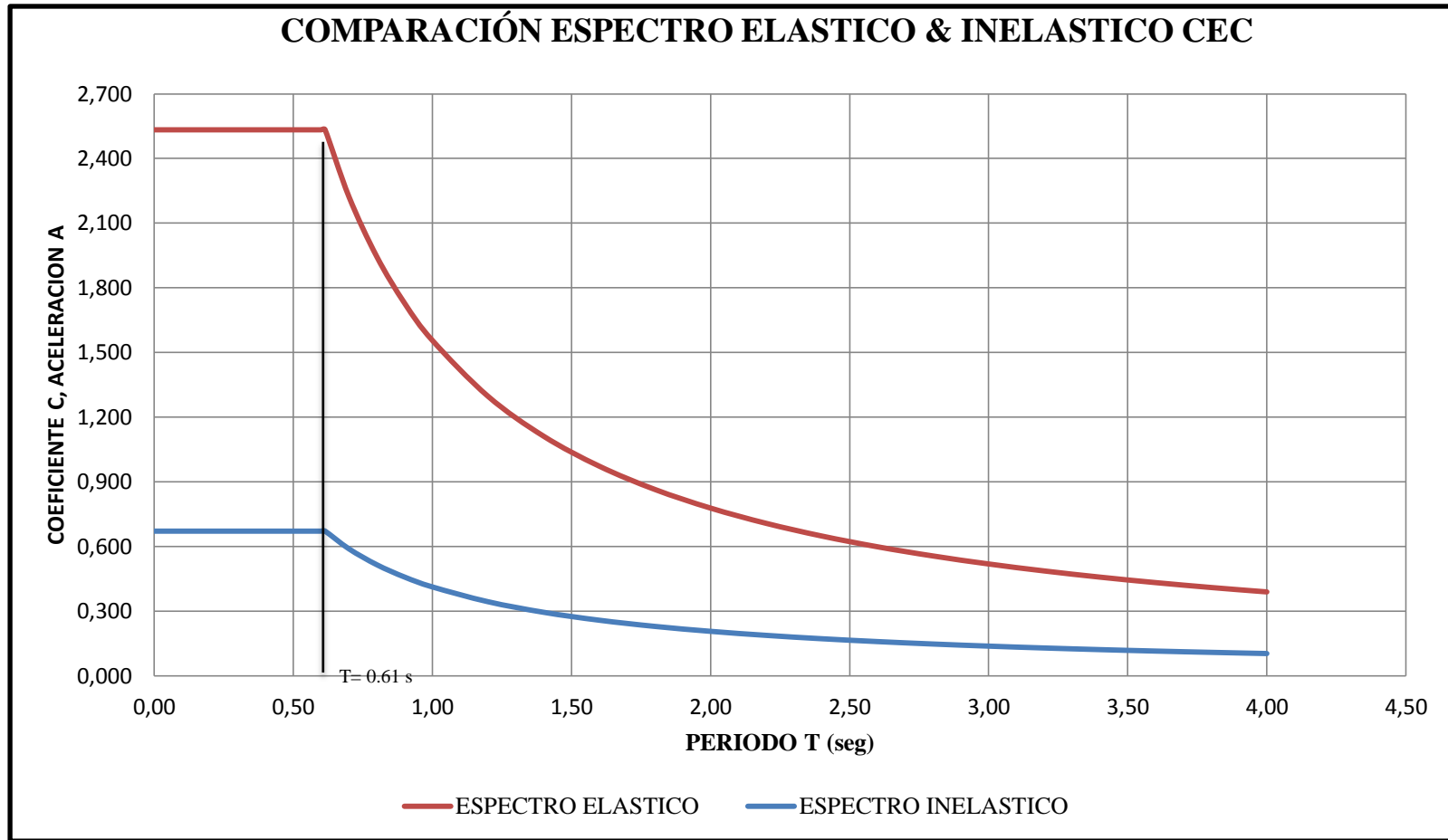


**Figura N° 2** Espectro Inelástico CEC

ESPECTRO INESLASTICO	
T	A
0.00	0.671
0.20	0.671
0.30	0.671
0.40	0.671
0.52	0.671
0.56	0.671
0.60	0.671
0.61	0.671
0.70	0.589
0.80	0.515
0.90	0.458
1.00	0.412
1.20	0.343
1.40	0.294
1.60	0.258
1.80	0.229
2.00	0.206
2.20	0.187
2.40	0.172
2.60	0.158
2.80	0.147
3.00	0.137
3.20	0.129
3.40	0.121
3.60	0.114
3.80	0.108
4.00	0.103

**Tabla N° 18:** Datos de los Espectros Inelásticos CEC

**Elaborado por:** Deysi Parra



**Figura N° 3** Comparación Espectro Elástico e Inelástico CEC

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.10 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES DEL CEC.

El CEC Parte I - Capítulo 12, en el artículo 6.3.1.1, indica que la fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura ( $F_t$ ), constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso no debe exceder de  $0.25V$ , y puede considerarse nulo cuando el periodo de vibración ( $T$ ) es menor o igual a 0.7 seg.

Se aplica  $T$  porque es el periodo de vibración que tiene la estructura ante un evento sísmico para retomar su estado normal.

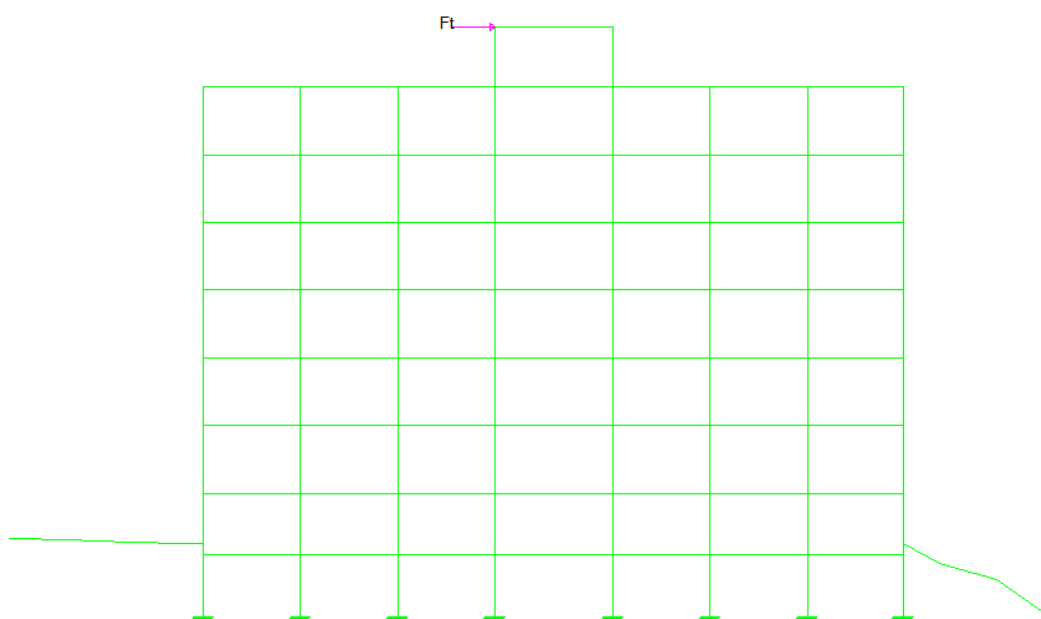
Se aplica la fuerza  $F_t$  para prevenir los momentos de volcamiento y momentos torsores que puede causar un sismo a la estructura.

Entonces Si:

$$T > 0.70\text{seg}$$

$$0.61\text{seg} < 0.70 \text{ seg.}$$

Por lo tanto  $F_t = 0$



**Gráfico N° 17.** Ubicación de la fuerza concentrada  $F_t$

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

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

$$V = 0.07TV$$

Dónde:

**F<sub>t</sub>** = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

**n** = Número de pisos de la estructura

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

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

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

**F<sub>x</sub>** = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

**w<sub>i</sub>** = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F<sub>x</sub> y F<sub>t</sub>, aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

- $F_t = 0$      $T = 0.61 \text{ seg}$      $T < 0.77 \text{ seg}$
- $V = 0.115 W$
- $V = 0.115 * 2653.26 = 307.36 Tn$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$$F_x = \frac{(307.36 - 0)w_x h_x}{28960.68}$$

$$F_x = \frac{(307.36)w_x h_x}{28960.68}$$

$$\text{Piso tapagradas } F_x = \frac{307.36 * 834.14}{28960.68} = 8.85 Tn$$

$$\text{Piso 8 } F_x = \frac{307.36 * 5309.94}{28960.68} = 56.35 Tn$$

$$\text{Piso 7 } F_x = \frac{307.36 * 6588.86}{28960.68} = 69.93 Tn$$

$$\text{Piso 6 } F_x = \frac{307.36 * 5474.42}{28960.68} = 58.10 Tn$$

$$\text{Piso 5 } F_x = \frac{307.36 * 4359.98}{28960.68} = 46.27 Tn$$

$$\text{Piso 4 } F_x = \frac{307.36 * 3245.55}{28960.68} = 34.45 Tn$$

$$\text{Piso 3 } F_x = \frac{307.36 * 2131.11}{28960.68} = 22.62 Tn$$

$$Piso 2 F_x = \frac{307.36 * 1016.68}{28960.68} = 10.79 Tn$$

**Tabla N° 19:** Fuerzas laterales por piso CEC

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m) hi</b>	<b>PESO (Ton) Wi</b>	<b>Wi*hi</b>	<b>Fuerza Sis Fx (Ton)</b>	<b>ΣFx (Ton)</b>
<b>TAPAGRADA</b>	22.22	37.54	834.14	8.85	8.85
8	19.70	269.54	5309.94	56.35	65.21
7	16.85	391.03	6588.86	69.93	135.14
6	14.00	391.03	5474.42	58.10	193.24
5	11.15	391.03	4359.98	46.27	239.51
4	8.30	391.03	3245.55	34.45	273.95
3	5.45	391.03	2131.11	22.62	296.57
2	2.6	391.03	1016.68	10.79	307.36
<b>TOTAL</b>		2653.26	28960.68		

**Elaborado por:** Deysi Parra

Dónde:

**F<sub>x</sub>** = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

**w<sub>i</sub>** = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

**h<sub>i</sub>** = Altura de cada piso

**V**= Corte basal



## Comprobación del Cortante Basal

Dónde:

$$Constante = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e}$$

W= Peso de la estructura

Fx= Sumatoria de las fuerzas laterales

$$W * Constante = \Sigma F_x$$

$$2653.26 * 0.115 = 307.36 \text{ Tn}$$

$$\mathbf{307.36 \text{ Tn} = 307.36 \text{ Tn}}$$

## 6.7.11 CALCULO MANUAL DE CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ.

### 6.7.11.1 CENTRO DE MASAS

Se define como el punto de la edificación donde la fuerza lateral actúa. El centro de masa o centro de gravedad de un cuerpo, es el punto a través del cual pasa la línea de acción de la resultante del peso del cuerpo, produciendo su equilibrio y sin que resulte ningún efecto torsional en el mismo. En los casos donde se presente una planta cuya masa esté distribuida uniformemente, el centro de masa coincidirá con el centro geométrico de la planta.

El centro de masas de cada planta del edificio debe ser ubicado para, así colocar en planta el punto donde se supone concentrado el corte sísmico que actúe en ese nivel.

El cálculo de la posición del centro de masas se puede realizar descomponiendo la figura de la planta en rectángulos, ubicando los centros de gravedad de cada uno respecto a dos ejes perpendiculares X, Y, y realizando el producto del área del

rectángulo por la distancia del centro a cada eje. Las ecuaciones para determinar el centro de masas son las siguientes:

$$Masa = \frac{Peso}{Gravedad} \quad X_{cm} = \frac{\sum Masa_i * X_i}{\sum Masa_i} \quad Y_{cm} = \frac{\sum Masa_i * Y_i}{\sum Masa_i}$$

Dónde:

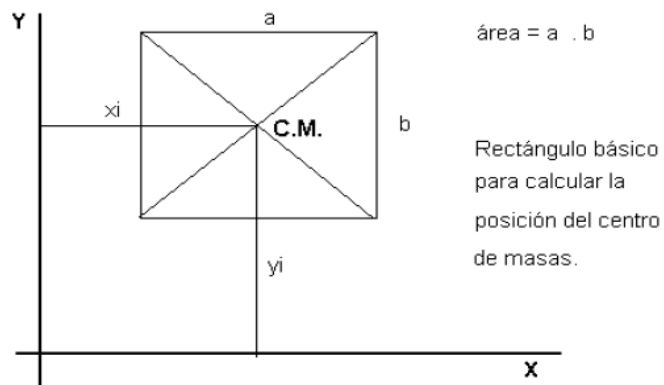
$X_{cm}$  : Es la coordenada del centro de masas en el sentido X

$Y_{cm}$  : Es la coordenada del centro de masas en el sentido Y

$Masa_i$ : Es la masa del elemento

$X_i$ : Distancias desde el punto de referencia hasta la posición del eje central del elemento.

$Y_i$ : Distancias desde el punto de referencia hasta la posición del eje central del elemento.



**Gráfico N° 18** Ubicación del centro de masas respecto a los Ejes Globales

El Centro de masas de los elementos se determinará de la siguiente manera:

PLANTAS Nv.-1.4; Nv.+1.2

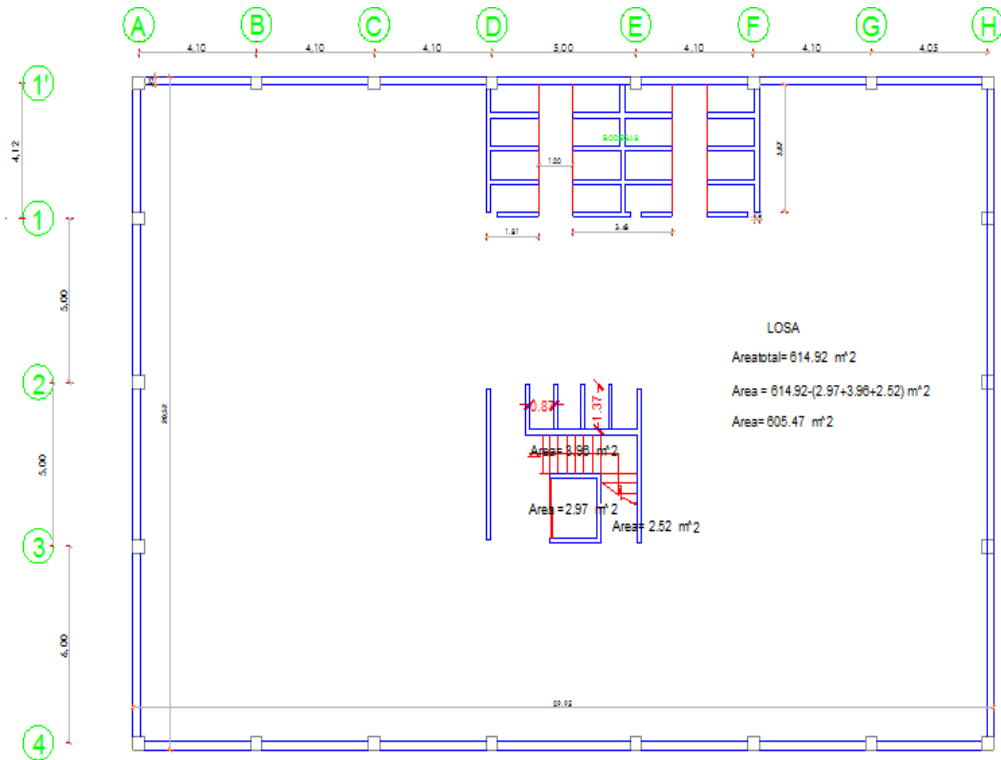


Gráfico N° 19 Áreas de los niveles Nv.-1.4; Nv.+1.2

Tabla N° 20: Centro de masas de los niveles Nv.-1.4; Nv.+1.2

	Elemento	Peso	Área	Masa	xi	yi	Masa*xi	Masa*yi	
<b>PAREDES</b>	<b>LOSA</b>	1	473.80	605.57	29247.61	14.98	10.26	438109.70	300164.66
	2	576.00	7.48	439.19	14.98	0.13	6579.11	54.90	
	3	576.00	7.48	439.19	14.98	20.40	6579.11	8957.33	
	4	576.00	5.13	301.21	0.13	10.26	37.65	3090.42	
	5	576.00	5.13	301.21	29.83	10.26	8983.62	3090.42	
	6	576.00	0.69	40.51	12.38	8.70	501.56	352.47	
	7	576.00	0.27	15.85	15.40	6.38	244.14	101.14	
	8	576.00	0.27	15.85	15.40	8.33	244.14	132.06	
	9	576.00	0.27	15.85	16.23	7.35	257.30	116.52	
	10	576.00	0.70	41.10	17.63	8.65	724.61	355.52	
	11	576.00	0.60	35.23	15.61	9.68	549.93	341.02	
	12	576.00	0.21	12.04	13.73	10.44	165.26	125.66	
	13	576.00	0.21	12.04	14.72	10.44	177.18	125.66	
	14	576.00	0.21	12.04	15.66	10.44	188.49	125.66	
	15	576.00	0.21	12.04	16.62	10.44	200.05	125.66	

	16	576.00	0.58	34.06	12.38	18.26	421.60	621.85
	17	576.00	0.21	12.33	13.41	16.32	165.35	201.23
	18	576.00	0.25	14.68	16.31	16.32	239.41	239.56
	19	576.00	0.16	9.39	18.25	16.32	171.45	153.32
	20	576.00	0.21	12.33	20.70	16.32	255.24	201.23
	21	576.00	0.25	14.62	13.28	17.30	194.16	252.93
	22	576.00	0.25	14.62	13.28	18.32	194.16	267.84
	23	576.00	0.25	14.62	13.28	19.33	194.16	282.61
	24	576.00	0.25	14.68	16.31	17.30	239.41	253.94
	25	576.00	0.25	14.68	16.31	18.32	239.41	268.92
	26	576.00	0.25	14.68	16.31	19.33	239.41	283.74
	27	576.00	0.58	34.06	17.05	18.26	580.64	621.85
	28	576.00	0.25	14.68	17.96	17.30	263.63	253.94
	29	576.00	0.25	14.68	17.96	18.32	263.63	268.92
	30	576.00	0.25	14.68	17.96	19.33	263.63	283.74
	31	576.00	0.25	14.62	20.82	17.30	304.39	252.93
	32	576.00	0.25	14.62	20.82	18.32	304.39	267.84
	33	576.00	0.25	14.62	20.82	19.33	304.39	282.61
	34	576.00	0.25	14.62	21.73	18.26	317.70	266.96
				31248.23			468698.2	322785.09

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cm} = \frac{\sum Masa_i * X_i}{\sum Masa_i}$$

$$X_{cm} = \frac{468698.2}{31248.23}$$

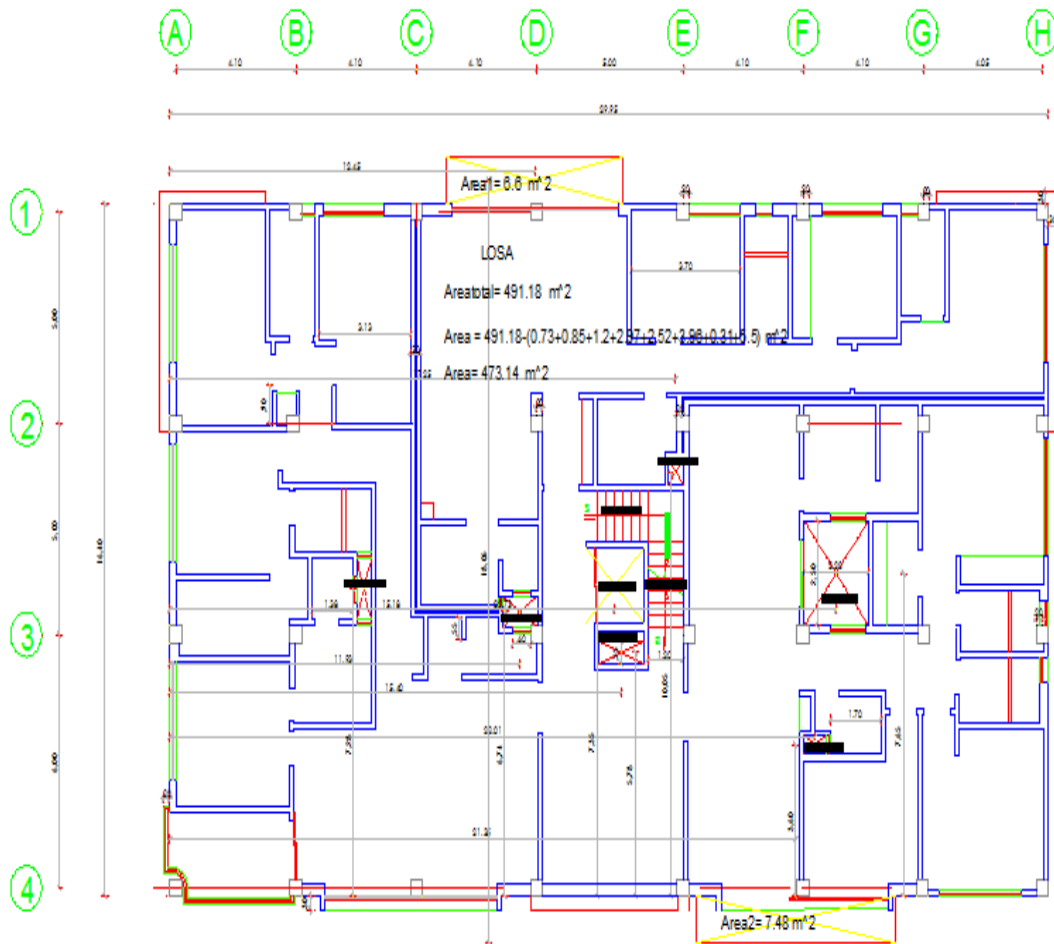
$$X_{cm} = 15.00 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Masa_i * Y_i}{\sum Masa_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{322785.09}{31248.23}$$

$$Y_{cm} = 10.33 \text{ m}$$

PLANTAS ALTAS Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45



**Gráfico N° 20** Áreas de los niveles Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45

**Tabla N° 21:** Centro de masas de los niveles Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45

	Figura	Peso	Área	Masa	xi	yi	Masa*xi	Masa*yi
LOSA	1	300.00	473.14	14469.11	14.98	8.20	216747.31	118646.73
	2	300.00	6.60	201.83	12.45	18.05	2512.84	3643.12
	3	300.00	7.48	228.75	21.35	0.55	4883.73	125.81
PAREDES	4	284.90	0.85	24.69	5.92	16.25	146.14	401.14
	5	284.90	0.53	15.39	18.58	16.25	285.99	250.12
	6	284.90	0.63	18.30	23.28	16.25	425.94	297.32
	7	284.90	0.16	4.65	25.23	16.25	117.24	75.51
	8	284.90	0.18	5.23	20.28	16.25	106.01	84.95

9	284.90	0.42	12.20	29.88	14.05	364.46	171.38
10	284.90	0.42	12.20	29.88	9.45	364.46	115.27
11	284.90	0.09	2.61	29.88	6.70	78.10	17.51
12	284.90	0.09	2.61	29.88	5.35	78.10	13.98
13	284.90	0.42	12.20	26.25	0.08	320.19	0.91
14	284.90	0.57	16.55	2.35	-0.13	38.90	-2.15
15	284.90	0.35	10.16	-0.13	1.35	-1.32	13.72
16	284.90	0.42	12.20	0.08	4.15	0.91	50.62
17	284.90	0.42	12.20	0.08	9.33	0.91	113.80
18	284.90	0.42	12.20	0.08	14.05	0.91	171.38
19	284.90	0.09	2.61	12.00	7.18	31.37	18.77
20	284.90	0.09	2.61	12.00	6.29	31.37	16.44
21	284.90	0.03	0.91	11.28	7.00	10.32	6.40
22	284.90	0.08	2.18	6.63	8.08	14.44	17.60
23	284.90	0.08	2.18	6.63	6.48	14.44	14.11
24	284.90	0.09	2.61	6.30	7.28	16.47	19.03
25	284.90	0.18	5.23	23.13	6.33	120.91	33.09
26	284.90	0.18	5.23	23.13	8.98	120.91	46.94
27	284.90	0.24	6.97	21.55	7.65	150.20	53.32
28	284.90	0.06	1.74	2.49	3.60	4.34	6.27
29	576.00	0.55	32.29	1.81	16.33	58.45	527.35
30	576.00	0.68	39.93	8.40	16.25	335.38	648.81
31	576.00	0.30	17.61	16.30	16.33	287.12	287.65
32	576.00	0.54	31.71	27.92	16.33	885.24	517.77
33	576.00	0.54	31.71	2.20	11.08	69.75	351.31
34	576.00	0.40	23.49	6.89	11.12	161.82	261.17
35	576.00	0.32	18.79	15.07	11.83	283.15	222.27
36	1152.00	3.21	376.95	23.38	11.78	8813.19	4440.52
37	576.00	0.14	8.22	16.08	13.13	132.18	107.93
38	576.00	0.32	18.79	18.50	13.13	347.60	246.70
39	576.00	0.22	12.92	21.15	13.13	273.20	169.61
40	576.00	0.32	18.79	23.87	13.13	448.49	246.70
41	576.00	0.50	29.36	5.40	9.73	158.53	285.65
42	576.00	0.52	30.53	15.74	9.68	480.58	295.55
43	576.00	0.47	27.60	1.78	7.58	49.12	209.18
44	576.00	0.57	33.47	2.20	5.63	73.63	188.42
45	576.00	0.57	33.47	2.20	2.08	73.63	69.61
46	576.00	0.42	24.66	5.62	4.03	138.59	99.38
47	576.00	0.42	24.66	5.43	9.73	133.91	239.95
48	576.00	0.45	26.42	9.71	6.76	256.56	178.61
49	576.00	0.53	31.12	15.74	9.68	489.82	301.23

	50	1152.00	2.27	266.57	8.40	12.46	2239.18	3321.45
	51	576.00	0.45	26.42	3.33	14.75	87.99	389.72
	52	576.00	0.45	26.42	5.04	14.75	133.17	389.72
	53	576.00	0.32	18.79	15.18	8.33	285.22	156.51
				16336.03			243681.10	138575.88

Elaborado por: Deysi Parra

$$X_{cm} = \frac{\sum Masa_i * X_i}{\sum Masa_i}$$

$$X_{cm} = \frac{16336.03}{16336.03}$$

$$X_{cm} = 14.92 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Masa_i * Y_i}{\sum Masa_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{138575.88}{16336.03}$$

$$Y_{cm} = 8.48 \text{ m}$$

PLANTAS ALTAS Nv.+18.3

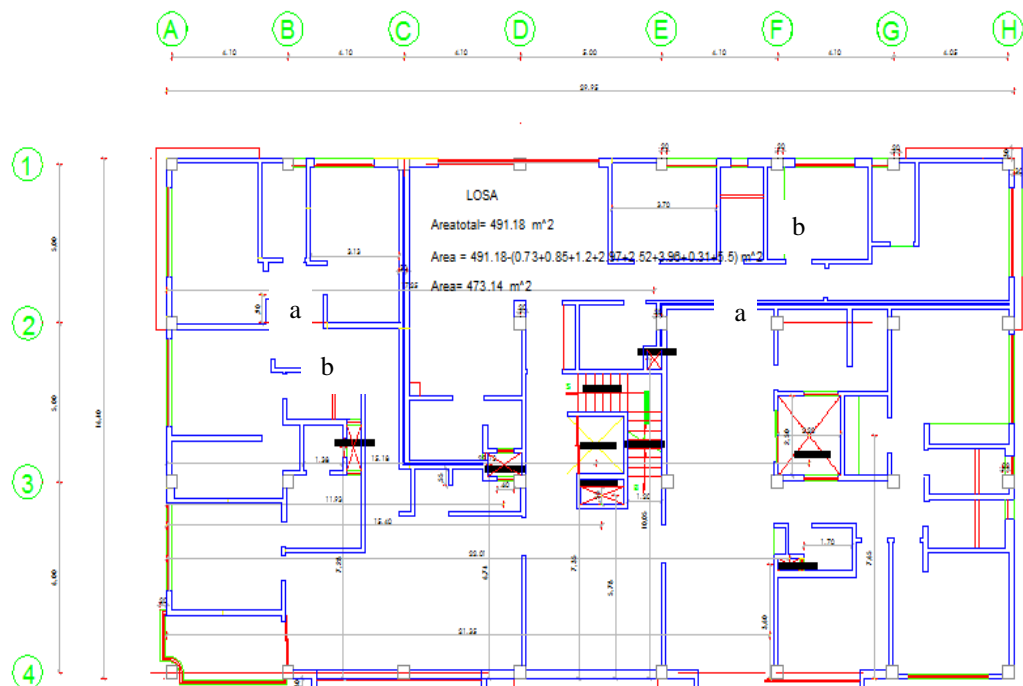


Gráfico N° 21 Áreas de los niveles Nv.+18.3

**Tabla N° 22:** Centro de masas de los niveles Nv.+18.3

	<b>Figura</b>	<b>Peso</b>	<b>Área</b>	<b>Masa</b>	<b>xi</b>	<b>yi</b>	<b>Masa*xi</b>	<b>Masa*yi</b>
<b>LOSA</b>	1	300.00	473.14	14469.11	14.98	8.20	216747.31	118646.73
<b>PAREDES</b>	4	284.90	0.85	24.69	5.92	16.25	146.14	401.14
	5	284.90	0.53	15.39	18.58	16.25	285.99	250.12
	6	284.90	0.63	18.30	23.28	16.25	425.94	297.32
	7	284.90	0.16	4.65	25.23	16.25	117.24	75.51
	8	284.90	0.18	5.23	20.28	16.25	106.01	84.95
	9	284.90	0.42	12.20	29.88	14.05	364.46	171.38
	10	284.90	0.42	12.20	29.88	9.45	364.46	115.27
	11	284.90	0.09	2.61	29.88	6.70	78.10	17.51
	12	284.90	0.09	2.61	29.88	5.35	78.10	13.98
	13	284.90	0.42	12.20	26.25	0.08	320.19	0.91
	14	284.90	0.57	16.55	2.35	-0.13	38.90	-2.15
	15	284.90	0.35	10.16	-0.13	1.35	-1.32	13.72
	16	284.90	0.42	12.20	0.08	4.15	0.91	50.62
	17	284.90	0.42	12.20	0.08	9.33	0.91	113.80
	18	284.90	0.42	12.20	0.08	14.05	0.91	171.38
	19	284.90	0.09	2.61	12.00	7.18	31.37	18.77
	20	284.90	0.09	2.61	12.00	6.29	31.37	16.44
	21	284.90	0.03	0.91	11.28	7.00	10.32	6.40
	22	284.90	0.08	2.18	6.63	8.08	14.44	17.60
	23	284.90	0.08	2.18	6.63	6.48	14.44	14.11
	24	284.90	0.09	2.61	6.30	7.28	16.47	19.03
	25	284.90	0.18	5.23	23.13	6.33	120.91	33.09
	26	284.90	0.18	5.23	23.13	8.98	120.91	46.94
	27	284.90	0.24	6.97	21.55	7.65	150.20	53.32
	28	284.90	0.06	1.74	2.49	3.60	4.34	6.27
	29	576.00	0.55	32.29	1.81	16.33	58.45	527.35
	30	576.00	0.68	39.93	8.40	16.25	335.38	648.81
	31	576.00	0.30	17.61	16.30	16.33	287.12	287.65
	32	576.00	0.54	31.71	27.92	16.33	885.24	517.77
	33	576.00	0.54	31.71	2.20	11.08	69.75	351.31
	34	576.00	0.40	23.49	6.89	11.12	161.82	261.17
	35	576.00	0.32	18.79	15.07	11.83	283.15	222.27
	36	1152.00	3.21	376.95	23.38	11.78	8813.19	4440.52
	37	576.00	0.14	8.22	16.08	13.13	132.18	107.93
	38	576.00	0.32	18.79	18.50	13.13	347.60	246.70
	39	576.00	0.22	12.92	21.15	13.13	273.20	169.61
	40	576.00	0.32	18.79	23.87	13.13	448.49	246.70



	41	576.00	0.50	29.36	5.40	9.73	158.53	285.65
	42	576.00	0.52	30.53	15.74	9.68	480.58	295.55
	43	576.00	0.47	27.60	1.78	7.58	49.12	209.18
	44	576.00	0.57	33.47	2.20	5.63	73.63	188.42
	45	576.00	0.57	33.47	2.20	2.08	73.63	69.61
	46	576.00	0.42	24.66	5.62	4.03	138.59	99.38
	47	576.00	0.42	24.66	5.43	9.73	133.91	239.95
	48	576.00	0.45	26.42	9.71	6.76	256.56	178.61
	49	576.00	0.53	31.12	15.74	9.68	489.82	301.23
	50	1152.00	2.27	266.57	8.40	12.46	2239.18	3321.45
	51	576.00	0.45	26.42	3.33	14.75	87.99	389.72
	52	576.00	0.45	26.42	5.04	14.75	133.17	389.72
	53	576.00	0.32	18.79	15.18	8.33	285.22	156.51
				15905.45			236284.52	134806.95

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cm} = \frac{\sum Masa_i * X_i}{\sum Masa_i}$$

$$X_{cm} = \frac{236284.52}{15905.45}$$

$$X_{cm} = 14.86 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Masa_i * Y_i}{\sum Masa_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{134806.95}{15905.45}$$

$$Y_{cm} = 8.48 \text{ m}$$

PLANTAS ALTAS Nv+20.82

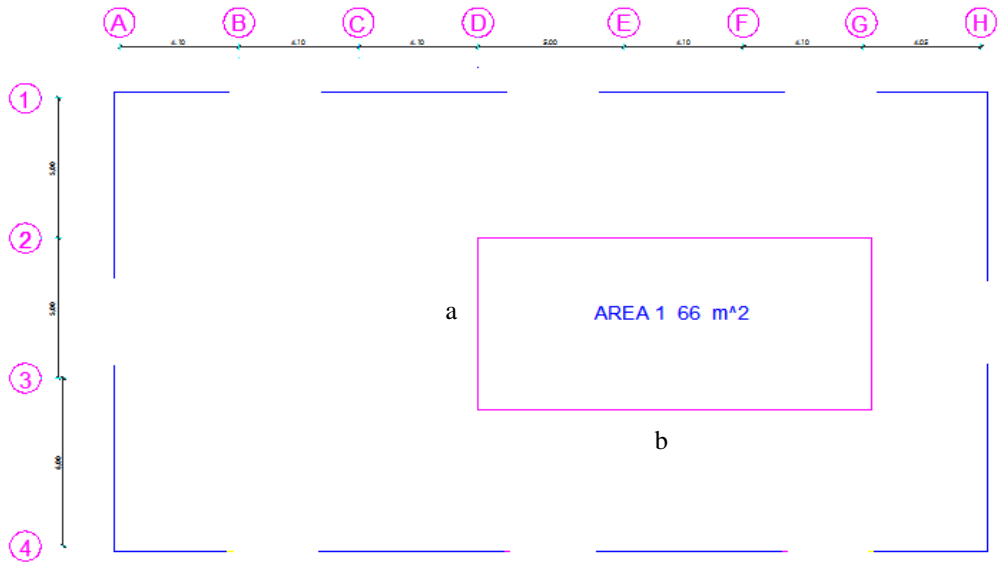


Gráfico N° 22 Áreas del nivel Nv+20.82

Tabla N° 23: Centro de masas de los niveles Nv+20.82

Elemento	Peso	Área	Masa	xi	yi	Masa*xi	Masa*yi
1	300.00	66.00	2018.35	19.20	8.13	38752.29	16409.17
			2018.35			38752.29	16409.17

Elaborado por: Deysi Parra

$$X_{cm} = \frac{\sum Masa_i * X_i}{\sum Masa_i}$$

$$X_{cm} = \frac{1267.20}{66.00}$$

$$X_{cm} = 19.20 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Masa_i * Y_i}{\sum Masa_i}$$

$$Y_{cm} = \frac{536.58}{66.00}$$

$$Y_{cm} = 8.13 \text{ m}$$

**Tabla N° 24:** Tabla Resumen de Centro de masas

Piso	Xcm	Ycm
9	19.2	8.13
8	14.86	8.48
7	14.92	8.48
6	14.92	8.48
5	14.92	8.48
4	14.92	8.48
3	14.92	8.48
2	15.00	10.33
1	15.00	10.33

**Elaborado por:** Deysi Parra

#### 6.7.11.2 CENTROS DE RIGIDEZ

Se definen como centros de rigidez o centros de giro correspondientes a la acción sísmica horizontal a todos los puntos de la construcción que "no se desplazan horizontalmente" cuando se aplica una arbitraria en el nivel más alto del edificio. Siendo su expresión la siguiente:

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}}$$

Dónde:

Xcr: Es la coordenada del Centro de Rigideces en el sentido X

Ycr: Es la coordenada del Centro de Rigideces en el sentido Y

xi, Distancias desde el punto de referencia hasta la posición del eje central del elemento en el eje X.

yi: Distancias desde el punto de referencia hasta la posición del eje central del elemento en el eje Y.

Ki: Rigidez de cada uno de los elementos

Para el cálculo se ocupara lo siguiente:

#### **Módulo de Elasticidad del Hormigón:**

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{240} \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 255006.0705 \text{ Kg/cm}^2$$

**Inercia:** El momento de inercia es una magnitud escalar que refleja la distribución de masas de un cuerpo o un sistema de partículas en rotación, respecto al eje de giro.

Para secciones cuadradas o rectangulares:

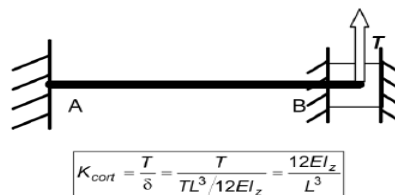
$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Para secciones circulares:

$$I = \frac{\pi * (D/2)^4}{4}$$

**Rigidez:** Es la capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

La rigidez a cortante  $K_{cort}$  de una barra elástica se define simplemente como la relación  $T/d$  entre la fuerza vertical  $T$  aplicada en un extremo y desplazamiento subsiguiente del mismo extremo en el siguiente esquema de cálculo:



**Gráfico N° 23** Esquema de cálculo

Para calcular la Rigidez x-x, se utilizará la ecuación indicada acerca de la Rigidez a Cortante, puesto que las columnas son bien empotradas y se debe aplicar la ecuación siguiente:

$$k = \frac{12 * E_c * I}{h^3}$$

Y se utiliza las secciones de columnas y muros para el cálculo de la rigidez de piso porque son las que soportan toda la carga de la estructura.

**Tabla N° 25:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv – 1.4; Nv +1.2

Con una altura de columna de 2.6 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Ycr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico
			m	m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>				
1--2	1'	A1'	0	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08	2.07E+08	20.12	4.17E+09
		B1'	4.1	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
		C1'	8.2	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
		D1'	12.3	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
		E1'	17.30	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
		F1'	21.40	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
		G1'	25.50	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08			
	H1'	29.55	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.21E+08				
	1	A1	0	16.00	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	4.14E+08	1.43E+08	16.00	2.29E+09
		B1	4.1	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
		C1	8.2	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
		D1	12.3	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
		E1	17.30	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
		F1	21.40	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
		G1	25.50	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.44E+08			
	H1	29.55	16.00	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	4.14E+08				
	2	A2	0	11	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	2.85E+08	1.28E+08	11.00	1.41E+09
		B2	4.1	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.68E+08			
		D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.68E+08			

		E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.68E+08			
		F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.68E+08			
		G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.68E+08			
		H2	29.55	11	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	2.85E+08			
	3	A3	0	6	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	1.55E+08	1.28E+08	6.00	7.68E+08
		B3	4.1	6			0.65	0.0088	1.53E+07	9.15E+07			
		D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.53E+07	9.15E+07			
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.53E+07	9.15E+07			
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.53E+07	9.15E+07			
		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.53E+07	9.15E+07			
		H3	29.55	6	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	1.55E+08			
	4	A4	0	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00	2.07E+08	0.00	0.00E+00
		B4	4.1	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		C4	8.2	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		D4	12.3	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		E4	17.30	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		F4	21.40	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		G4	25.50	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		H4	29.55	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	9.52E+06	1.18E+06	8.10	9.52E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	7.05E+06	1.18E+06	6.00	7.05E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	8.29E+06	1.18E+06	7.05	8.29E+06
									<b>8.17E+08</b>	<b>8.66E+09</b>	<b>8.17E+08</b>		<b>8.66E+09</b>

Elaborado por: Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{8.66E + 09}{8.17E + 08} = 10.60 m$$

**Tabla N° 26:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv – 1.4; Nv +1.2

SENTIDO Y-Y (CALCULAR Xcr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*xi	k portico	xi portico	kxx*xi portico
			m	m	m	m	m	m					
1--2	A	A1´	0	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00	1.29E+08	0.00	0.00E+00
		A1	0	16.00	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		A2	0	11	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		A3	0	6	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
		A4	0	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	0.00E+00			
	B	B1´	4.1	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	1.06E+08	9.76E+07	4.10	4.00E+08
		B1	4.1	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	6.25E+07			
		B2	4.1	11			0.65	0.0088	1.53E+07	6.25E+07			
		B3	4.1	6			0.65	0.0088	1.53E+07	6.25E+07			
		B4	4.1	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	1.06E+08			
	C	C1´	8.2	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	2.12E+08	6.71E+07	8.20	5.50E+08
		C1	8.2	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	1.25E+08			
		C4	8.2	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	2.12E+08			
	D	D1´	12.3	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	3.19E+08	9.76E+07	12.30	1.20E+09
		D1	12.3	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	1.88E+08			
		D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.53E+07	1.88E+08			
		D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.53E+07	1.88E+08			
		D4	12.3	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	3.19E+08			
	E	E1´	17.30	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	4.48E+08	9.76E+07	17.30	1.69E+09
		E1	17.30	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	2.64E+08			

		E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.53E+07	2.64E+08			
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.53E+07	2.64E+08			
		E4	17.30	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	4.48E+08			
	F	F1'	21.40	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.54E+08	9.76E+07	21.40	2.09E+09
		F1	21.40	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	3.26E+08			
		F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.53E+07	3.26E+08			
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.53E+07	3.26E+08			
		F4	21.40	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	5.54E+08			
	G	G1'	25.50	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	6.60E+08	9.76E+07	25.50	2.49E+09
		G1	25.50	16.00			0.65	0.0088	1.53E+07	3.89E+08			
		G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.53E+07	3.89E+08			
		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.53E+07	3.89E+08			
		G4	25.50	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	6.60E+08			
	H	H1'	29.55	20.12	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	7.65E+08	1.29E+08	29.55	3.83E+09
		H1	29.55	16.00	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	7.65E+08			
		H2	29.55	11	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	7.65E+08			
		H3	29.55	6	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	7.65E+08			
		H4	29.55	0	0.65	0.65		0.0149	2.59E+07	7.65E+08			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	9.52E+06	1.18E+06	8.10	9.52E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	7.05E+06	1.18E+06	6.00	7.05E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	8.29E+06	1.18E+06	7.05	8.29E+06
									<b>8.17E+08</b>	<b>1.23E+10</b>	<b>8.17E+08</b>		<b>1.23E+10</b>

Elaborado por: Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{1.23E + 10}{8.17E + 08} = 15.01 m$$



**Tabla N° 27:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.30

Con una altura de columna de 2.85 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Y <sub>cr</sub> )													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico
			m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>					
3--8	1	A1	0	16.00	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	3.15E+08	1.09E+08	16.00	1.74E+09
		B1	4.1	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		C1	8.2	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		D1	12.3	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		E1	17.30	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		F1	21.40	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		G1	25.50	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.85E+08			
		H1	29.55	16.00	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	3.15E+08			
	2	A2	0	11	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	2.16E+08	9.72E+07	11.00	1.07E+09
		B2	4.1	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.27E+08			
		D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.27E+08			
		E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.27E+08			
		F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.27E+08			
		G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.27E+08			
		H2	29.55	11	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	2.16E+08			
	3	A3	0	6	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	1.18E+08	9.72E+07	6.00	5.83E+08
		B3	4.1	6			0.65	0.0088	1.16E+07	6.95E+07			
		D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.16E+07	6.95E+07			
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.16E+07	6.95E+07			
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.16E+07	6.95E+07			

		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.16E+07	6.95E+07			
		H3	29.55	6	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	1.18E+08			
	4	A4	0	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00	1.57E+08	0.00	0.00E+00
		B4	4.1	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		C4	8.2	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		D4	12.3	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		E4	17.30	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		F4	21.40	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		G4	25.50	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		H4	29.55	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	7.23E+06			
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	5.35E+06	8.92E+05	6.00	5.35E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	6.29E+06	8.92E+05	7.05	6.29E+06
									<b>4.63E+08</b>	<b>3.41E+09</b>	<b>4.63E+08</b>		<b>3.41E+09</b>

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{3.41E + 09}{4.63E + 08} = 7.37 \text{ m}$$

**Tabla N° 28:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv.+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.3

SENTIDO Y-Y (CALCULAR Xcr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Inercia	kxx	kxx*xi	k portico	xi portico	kxx*xi portico
			m	m	m	m	m	m4					
3--8	A	A1	0	16.00	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00	7.87E+07	0.00	0.00E+00
		A2	0	11	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		A3	0	6	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
		A4	0	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	0.00E+00			
	B	B1	4.1	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	4.75E+07	5.44E+07	4.10	2.23E+08
		B2	4.1	11			0.65	0.0088	1.16E+07	4.75E+07			
		B3	4.1	6			0.65	0.0088	1.16E+07	4.75E+07			
		B4	4.1	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	8.06E+07			
	C	C1	8.2	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	9.50E+07	3.12E+07	8.20	2.56E+08
		C4	8.2	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	1.61E+08			
	D	D1	12.3	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	1.42E+08	5.44E+07	12.30	6.69E+08
		D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.16E+07	1.42E+08			
		D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.16E+07	1.42E+08			
		D4	12.3	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	2.42E+08			
	E	E1	17.30	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	2.00E+08	5.44E+07	17.30	9.41E+08
		E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.16E+07	2.00E+08			
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.16E+07	2.00E+08			
		E4	17.30	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	3.40E+08			
	F	F1	21.40	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	2.48E+08	5.44E+07	21.40	1.16E+09

		F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.16E+07	2.48E+08			
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.16E+07	2.48E+08			
		F4	21.40	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	4.21E+08			
	G	G1	25.50	16.00			0.65	0.0088	1.16E+07	2.95E+08	5.44E+07	25.50	1.39E+09
		G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.16E+07	2.95E+08			
		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.16E+07	2.95E+08			
		G4	25.50	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	5.01E+08			
	H	H1	29.55	16.00	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	5.81E+08	7.87E+07	29.55	2.32E+09
		H2	29.55	11	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	5.81E+08			
		H3	29.55	6	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	5.81E+08			
		H4	29.55	0	0.65	0.65		0.0149	1.97E+07	5.81E+08			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	7.23E+06	8.92E+05	8.10	7.23E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	5.35E+06	8.92E+05	6.00	5.35E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	6.29E+06	8.92E+05	7.05	6.29E+06
									<b>4.63E+08</b>	<b>6.99E+09</b>	<b>4.63E+08</b>		<b>6.99E+09</b>

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{6.99E + 09}{4.63E + 08} = 15.08 m$$

**Tabla N° 29:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv+20.82

Con una altura de columna de 2.52 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Y <sub>cr</sub> )														
Piso	Portico	Columna	xi m	yi m	b m	h m	D m	Iner m4	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico	
9	2	D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.68E+07	1.84E+08	6.70E+07	11.00	7.37E+08	
		E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.68E+07	1.84E+08				
		F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.68E+07	1.84E+08				
		G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.68E+07	1.84E+08				
	3	D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.68E+07	1.01E+08	6.70E+07	6.00	4.02E+08	
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.68E+07	1.01E+08				
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.68E+07	1.01E+08				
		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.68E+07	1.01E+08				
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	1.05E+07	1.29E+06	8.10	1.05E+07
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	7.74E+06	1.29E+06	6.00	7.74E+06
MURO3		16.1	7.05	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	9.10E+06	1.29E+06	7.05	9.10E+06	
									<b>1.38E+08</b>	<b>1.17E+09</b>	<b>1.38E+08</b>		<b>1.17E+09</b>	

Elaborado por: Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{1.17E + 09}{1.38E + 08} = 8.46 \text{ m}$$

**Tabla N° 30:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv+20.82

SENTIDO Y-Y (CALCULAR X <sub>cr</sub> )														
Piso	Portico	Columna	xi m	yi m	b m	h m	D m	Iner m <sup>4</sup>	k <sub>xx</sub>	k <sub>xx</sub> *xi	k portico	xi portico	k <sub>xx</sub> *xi portico	
9	D	D2	12.3	11			0.65	0.0088	1.68E+07	2.06E+08	3.35E+07	12.30	4.12E+08	
		D3	12.3	6			0.65	0.0088	1.68E+07	2.06E+08				
	E	E2	17.30	11			0.65	0.0088	1.68E+07	2.90E+08	3.35E+07	17.30	5.80E+08	
		E3	17.30	6			0.65	0.0088	1.68E+07	2.90E+08				
	F	F2	21.40	11			0.65	0.0088	1.68E+07	3.59E+08	3.35E+07	21.40	7.17E+08	
		F3	21.40	6			0.65	0.0088	1.68E+07	3.59E+08				
	G	G2	25.50	11			0.65	0.0088	1.68E+07	4.27E+08	3.35E+07	25.50	8.55E+08	
		G3	25.50	6			0.65	0.0088	1.68E+07	4.27E+08				
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	1.05E+07	1.29E+06	8.10	1.05E+07
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	7.74E+06	1.29E+06	6.00	7.74E+06
MURO3		16.1	7.05	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	9.10E+06	1.29E+06	7.05	9.10E+06	
									<b>1.38E+08</b>	<b>2.59E+09</b>	<b>1.38E+08</b>		<b>2.59E+09</b>	

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{2.59E + 09}{1.38E + 08} = 18.79 \text{ m}$$

**Tabla N° 31:** Resumen de Centro de Masas y Centro de Rigideces

Cálculo de Excentricidades de Xcm y Xcr						
piso	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	eo <sub>x</sub> = Xcm - Xcr (m)	eo <sub>y</sub> = Ycm - Ycr (m)
9	19.2	8.13	18.79	8.46	0.41	-0.33
8	14.86	8.48	15.08	7.37	-0.22	1.11
7	14.92	8.48	15.08	7.37	-0.16	1.11
6	14.92	8.48	15.08	7.37	-0.16	1.11
5	14.92	8.48	15.08	7.37	-0.16	1.11
4	14.92	8.48	15.08	7.37	-0.16	1.11
3	14.92	8.48	15.08	7.37	-0.16	1.11
2	15.00	10.33	15.01	10.60	-0.01	-0.27
1	15.00	10.33	15.01	10.60	-0.01	-0.27

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.11.3 EXCENTRICIDAD

La excentricidad de cálculo, en el piso “i” se define por

$$e_i = e_{oi} \pm 0,15 l_i$$

Dónde:

e<sub>oi</sub> = distancia entre el centro de giro ( centro de rigideces ) y el centro de masas, medida en dirección perpendicular a Fuerzas sísmicas.

l<sub>i</sub> = máxima dimensión en planta del nivel i, medida en dirección perpendicular a Fuerzas sísmicas.

$$L_y = 30.10 \text{ m}$$

$$L_x = 20.67 \text{ m}$$

"Guía de cálculo" nd. <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/GUIA.htm>

**Tabla N° 32:** Incremento Excentricidades eje X-X

Incremento Excentricidades eje X-X					
piso	eox (m)	Ly (m)	0.15Ly (m)	ex1=eox + 0.15Ly (m)	ex2=eox - 0.15Ly (m)
9	0.41	20.67	3.1005	3.5105	-2.6905
8	-0.22	20.67	3.1005	2.8805	-3.3205
7	-0.16	20.67	3.1005	2.9405	-3.2605
6	-0.16	20.67	3.1005	2.9405	-3.2605
5	-0.16	20.67	3.1005	2.9405	-3.2605
4	-0.16	20.67	3.1005	2.9405	-3.2605
3	-0.16	20.67	3.1005	2.9405	-3.2605
2	-0.01	20.67	3.1005	3.0905	-3.1105
1	-0.01	20.67	3.1005	3.0905	-3.1105

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 33:** Incremento Excentricidades eje Y-Y

Incremento Excentricidades eje Y-Y					
piso	eoy (m)	Lx(m)	0.15Lx(m)	ey1=eoy + 0.15Lx(m)	ey2=eoy - 0.15Lx(m)
9	-0.33	30.1	4.515	4.185	-4.845
8	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
7	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
6	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
5	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
4	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
3	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
2	-0.27	30.1	4.515	4.245	-4.785
1	-0.27	30.1	4.515	4.245	-4.785

**Elaborado por:** Deysi Parra



#### 6.7.11.4 MOMENTO TORSOR:

El momento torsor total en el nivel  $i$  se calcula usando la expresión:

$$M_{ti} = \sum F_{sj} e_i$$

Donde:

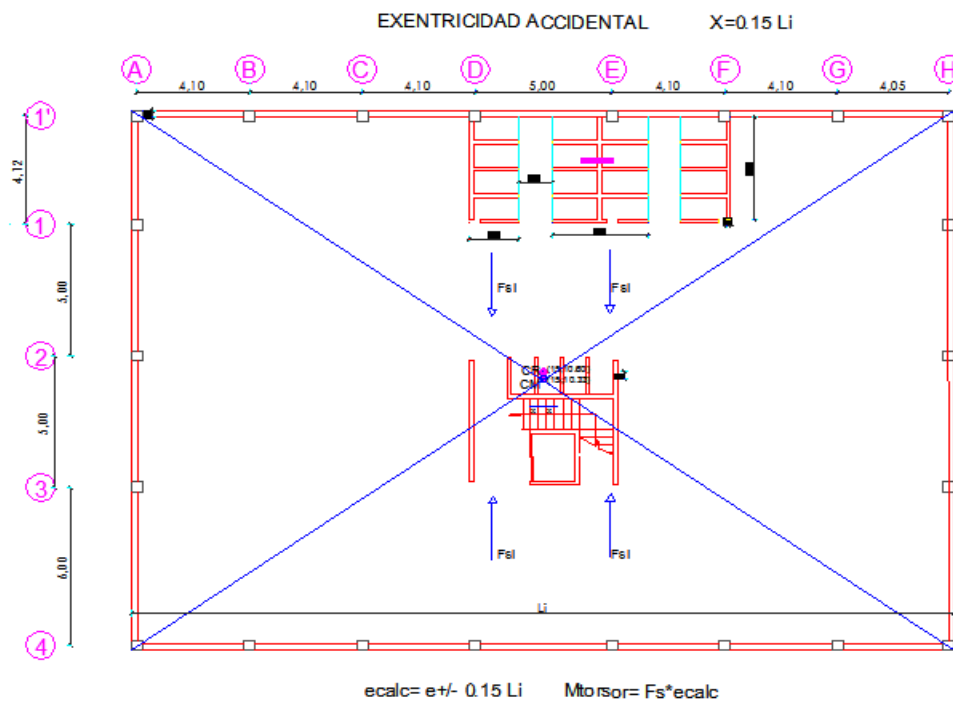
$M_{ti}$  = Momento torsor en el entrepiso.

$F_{sj}$  = fuerzas sísmicas ubicadas sobre el nivel  $i$ .

$e_i$  = excentricidad en el nivel  $i$

Para conocer la magnitud de la fuerza sísmica que absorbe cada elemento vertical, (Columnas o muros estructurales), es necesario calcular la Rigidez a fuerzas horizontales de cada uno de estos elementos. La rigidez expresa la fuerza que produce un desplazamiento unitario en el elemento considerado.

Las unidades usadas pueden ser ton/cm, kg/cm, ton/dm o ton/m. Es importante conservar el mismo tipo de unidades durante el análisis de las cargas sísmicas y su distribución entre los elementos sismo-resistentes.



**Gráfico N° 24** Calculo de Momentos Torsores

**Tabla N° 34:** Tomada de la Tabla N° 19 Fuerzas laterales por piso CEC

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m) hi</b>	<b>PESO (Ton) Wi</b>	<b>Wi*hi</b>	<b>Fuerza (Fx) (Ton)</b>	<b>ΣFx (Ton)</b>
<b>TAPAGRADA</b>	22.22	37.54	834.14	8.85	8.85
<b>8</b>	19.70	269.54	5309.94	56.35	65.21
<b>7</b>	16.85	391.03	6588.86	69.93	135.14
<b>6</b>	14.00	391.03	5474.42	58.10	193.24
<b>5</b>	11.15	391.03	4359.98	46.27	239.51
<b>4</b>	8.30	391.03	3245.55	34.45	273.95
<b>3</b>	5.45	391.03	2131.11	22.62	296.57
<b>2</b>	2.6	391.03	1016.68	10.79	307.36
<b>TOTAL</b>		2653.26	28960.68		

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 35:** Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x

<b>Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x</b>					
<b>Piso</b>	<b>Fy (Tn)</b>	<b>ex1 (m)</b>	<b>ex2 (m)</b>	<b>Mtx1=Fy*ex1 (Tn-m)</b>	<b>Mtx2=Fy*ex2 (Tn-m)</b>
9	8.85	3.5105	-2.6905	31.067925	-23.810925
8	56.35	2.8805	-3.3205	162.316175	-187.110175
7	69.93	2.9405	-3.2605	205.629165	-228.006765
6	58.1	2.9405	-3.2605	170.84305	-189.43505
5	46.27	2.9405	-3.2605	136.056935	-150.863335
4	34.45	2.9405	-3.2605	101.300225	-112.324225
3	22.62	2.9405	-3.2605	66.51411	-73.75251
2	10.79	3.0905	-3.1105	33.346495	-33.562295

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 36 Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y**

Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y					
Piso	Fx (Ton)	ey1 (m)	ey2 (m)	Mty1=Fx*ey1 (Ton-m)	Mty2=Fx*ey2 (Ton-m)
9	8.85	4.185	-4.845	37.03725	-42.87825
8	56.35	5.625	-3.405	316.96875	-191.87175
7	69.93	5.625	-3.405	393.35625	-238.11165
6	58.1	5.625	-3.405	326.8125	-197.8305
5	46.27	5.625	-3.405	260.26875	-157.54935
4	34.45	5.625	-3.405	193.78125	-117.30225
3	22.62	5.625	-3.405	127.2375	-77.0211
2	10.79	4.2450	-4.7850	45.8036	-51.6302

**Elaborado por:** Deysi Parra

Los Mtx y Mty afecta a la estructura directamente a las columnas y tomamos en cuenta al momento de diseñar las columnas.

#### **6.7.11.5 CHEQUEO PISO BLANDO**

Si se verifica el CEC, en la Parte I del capítulo 12, en la tabla 6, éste manifiesta, lo siguiente: La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Y ordena que se utilice un factor de 0.9 debido a este problema.

**Tabla N° 37:** Chequeo de piso Blando

Piso	Rigidez x-x	70% Rigidez x-x	%	Chequeo Rigidez x-x	Rigidez y-y	70% Rigidez x-x	%	Chequeo Rigidez y-y
9	137915279	96540695.33	29.77	No es Piso Blando	137915279	96540695.33	29.77	No es Piso Blando
8	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando
7	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando
6	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando
5	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando
4	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	100.00	No es Piso Blando
3	463299454.5	324309618.2	56.68	No es Piso Blando	463299454.5	324309618.2	56.68	No es Piso Blando
2	817398223.4				817398223.4			

**Elaborado por:** Deysi Parra

## 6.7.12 ANÁLISIS Y CHEQUEOS DE RESULTADOS

### 6.7.12.1 CHEQUEO DE DEFLEXIONES

El código CEC Parte I –Capítulo 7, en el artículo 7.1, manifiesta que para el caso de carga viva + carga muerta, el elemento estructural (viga), debe tener una deflexión máxima admisible estipulado en el ACI Capitulo 9 tabla 9.5 (b) de

$$dm_{\max} = \frac{l}{240}$$

Dónde:

$d_{\max}$  = deflexión máxima

$l$  = Longitud del elemento estructura

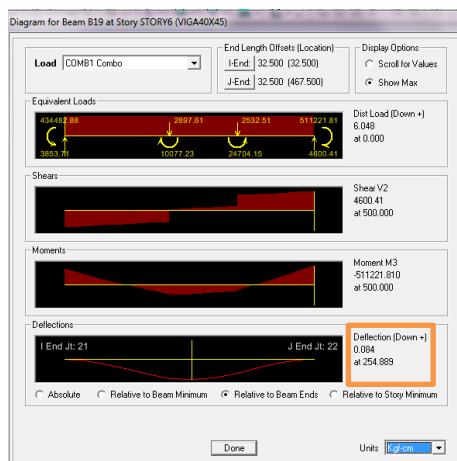


Gráfico N° 25 Longitud crítica

En el cuadro de deflexiones se puede observar que la deflexión máxima producida ha sido de 0.084 cm a una distancia de 254.88 cm desde el extremo izquierdo. La longitud de esta viga es de 5 m = 500 cm

$$dm_{\max} = \frac{500}{240}$$

$$dm_{\max} = 2.083 \text{ cm}$$

$$dm_{\max} > d$$

$$2.083 \text{ cm} > 0.084 \text{ cm OK}$$

De la misma manera se debe realizar para el chequeo de deflexiones en el resto de la estructura.

**Tabla N° 38: RESUMEN DE DEFLEXIONES CRÍTICAS**

RESUMEN DE DEFLEXIONES CRÍTICAS								
Viga Eje	Tramo			Deflexión	Longitud	Deflexión	Deflexión	Chequeo
				crítica en el Piso		Máxima (cm)	de la Viga	
1´	D	-	E	2	5	2.083	0.059	OK
1	D	-	E	6	5	2.083	0.105	OK
1	E	-	F	6	4.1	1.708	0.043	OK
2	B	-	D	2	8.2	3.417	1.389	OK
2	D	-	E	1	5	2.083	0.062	OK
3	B	-	D	2	8.2	3.417	1.613	OK
4	D	-	E	6	5	2.083	0.074	OK
4	E	-	F	6	4.1	1.708	0.041	OK
A	4	-	3	6	6	2.500	0.197	OK
A	2	-	1	3	5	2.083	0.06	OK
B	4	-	3	6	6	2.500	0.328	OK
B	3	-	2	2	5	2.083	0.118	OK
B	2	-	1	3	5	2.083	0.1	OK
C	4	-	1	2	16	6.667	1.999	OK
D	4	-	3	3	6	2.5	0.237	OK
D	2	-	1	6	5	2.083	0.144	OK
E	4	-	3	6	6	2.500	0.331	OK
E	3	-	2	9	5	2.083	0.108	OK
F	4	-	3	6	6	2.500	0.297	OK
F	2	-	1	7	5	2.083	0.191	OK
G	4	-	3	6	6	2.500	0.341	OK
G	2	-	1	6	5	2.083	0.181	OK
H	4		3	6	6	2.500	0.197	OK
H	2		1	6	5	2.083	0.098	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.12.2 CHEQUEO DE DERIVAS

La fuente que se obtuvo la siguiente información es de la parte 6 del Código Ecuatoriana de la Construcción cita en “Límites de la deriva de piso”:

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

El valor de  $\Delta_M$  debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R\Delta_E$$

Dónde:

$\Delta_M$  no puede superar los valores establecidos en la Tabla N° 39.

**Tabla N° 39:** Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: INEN CPE 5:2001

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

Uno de los parámetros que mejor correlacionan el daño esperado en una estructura es la deriva máxima de piso. De ahí que la mayoría de las normativas sísmicas

establecen un tope máximo de la deriva de piso, de acuerdo al desempeño que se espera en la edificación.

Así por ejemplo, el Comité VISION 2000 de los Estados Unidos de Norte América, establece los límites que se indican en la tabla siguiente:

**Tabla N° 40:** Clasificación de Derivas

Operacional	Inmediatamente Ocupacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Colapso
< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

Fuente: Comité VISION 2000

Si no se espera ningún daño en la edificación luego de un sismo y se quiere que esta continúe funcionando, el desempeño se denomina, de acuerdo a VISION 2000 como *Operacional* y la deriva de piso máxima permitida es 0.002 que en la tabla N° 40 se ha colocado 0.2%. (+/- significa que está alrededor de ese valor). Si queremos tener una seguridad en la estructura según VISION 2000 es *Seguridad de vida* y la deriva de piso máxima permitida es 0.015 que en la tabla N° 40 se ha colocado 1.5%. (+/- significa que está alrededor de ese valor).

El Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000, establece un valor máximo de la deriva máxima de piso del 2 %, de tal manera que las estructuras que tienen mayor deriva de piso deben ser rediseñadas, no se puede pasar de ese valor para el diseño sísmico con el espectro del código y la estructura es más flexible, mientras si los valores son muy bajo del 2% la estructura es más rígida.

Una breve explicación de la razón del por qué el Código Ecuatoriano de la Construcción, ha extendido el valor de la Deriva máxima de Pisos.

En muchas ocasiones se diseñan estructuras muy flexibles con tal de que satisfagan la deriva máxima de piso sea menor al 2 %. Estas estructuras no



tendrán una sobre resistencia  $R\Omega$  alta. En la medida que la deriva de piso máxima esperada en el edificio se incrementa menor será  $R\Omega$ .

De ahí la necesidad de conocer cuando vale la sobre resistencia de las estructuras de hormigón armado que se construyen en el Ecuador, en función de la deriva máxima de piso  $\gamma$ .

Se define el factor de sobre resistencia  $R\Omega$  como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura  $V_U$  con relación al cortante basal de diseño  $V_D$ .

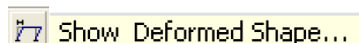
$$R\Omega = \frac{V_U}{V_D}$$

En estructuras bien diseñadas este factor debe ser mayor que la unidad ya que normalmente en el diseño se coloca una mayor cantidad de armadura, existen factores de seguridad en los modelos constitutivos de los materiales y para facilitar la construcción se uniformizan las secciones con lo que se coloca una mayor sección.

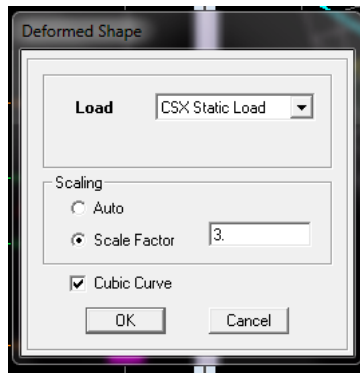
No siempre colocar más armadura en los elementos estructurales es beneficioso para la estructura y por ende implica un mayor  $R\Omega$ . Por ejemplo, si se coloca una mayor cantidad de armadura longitudinal en vigas, ocasiona que estas secciones tienen una mayor capacidad a flexión y esto induce a un mayor cortante y si no se tiene una adecuada cantidad de refuerzo transversal se va a producir la falla por corte y por ende tendrá menos  $R\Omega$ .

Para el estudio presente chequeamos los desplazamientos de la estructura:

Haciendo clic en:

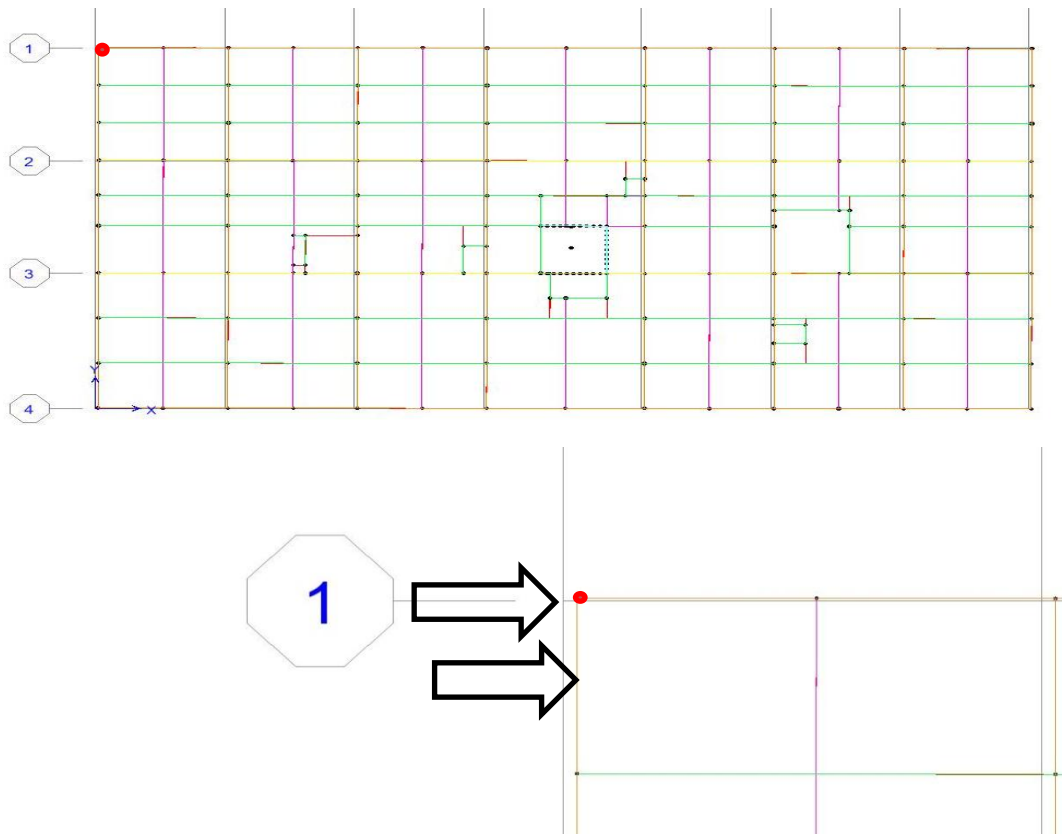


Hacer clic sobre la Carga lateral de sismo en “X”, identificada como CSX. En el espacio en blanco de scale Factor, es para observar el desplazamiento en la estructura.



**Gráfico N° 26** Obtener desplazamientos en la estructura

Hacer clic derecho en el nudo aparentemente más desplazado de la estructura. El mayor desplazamiento sucede en el nudo A-1. Obsérvese el grafico a continuación:



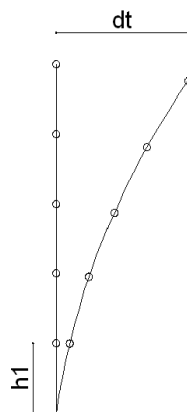
**Gráfico N° 27** Desplazamientos en la estructura

El Etabs presenta las derivas calculadas. Se debe chequear únicamente DRIFT-X, ya que en la deformada, se escogió analizar Carga de Sismo X (ver fig. de la pág. 100). DRIFT-Y, son desplazamientos debido a la carga de sismo en X.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 23					
File	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
	STORY9	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	STORY8	0.000372	0.034838	0.000023	0.001702
	STORY7	0.000436	0.029986	0.000004	0.001951
	STORY6	0.000424	0.024425	0.000027	0.002075
	STORY5	0.000348	0.018511	0.000041	0.002081
	STORY4	0.000231	0.012580	0.000051	0.002012
	STORY3	0.000087	0.006847	0.000033	0.001642
	STORY2	-0.000009	0.002168	0.000002	0.000752
	STORY1	-0.000003	0.000212	0.000001	0.000082

**Gráfico N° 28** Derivas de cada piso

Nota: Las derivas en el Story 9 son 0.000 porque este nudo no avanza hasta ese nivel. Si se verifica la deriva del Story 1, se puede observar que se obtuvo un valor de 0.000001 m, que el ETABS, calcula a través del desplazamiento DISP-X, dividido entre la altura del piso. Por ejemplo:



**Gráfico N° 29** Ejemplo de desplazamiento

El valor de  $\Delta 1 = 0.0000001\text{m}$ , es el valor de la deriva de piso que se ha obtenido en el modelo en ETABS. Este valor se debe chequear con el establecido del CEC (Indicado en la pág. 97).

$$\Delta_{\text{máx}} \geq \Delta 1$$

$$0.02 \geq 0.0000001$$

De acuerdo al Comité VISION 2000, el valor que se analiza está dentro de la clasificación de OPERACIONAL.

Obtenemos del programa Etabs la tabla de Resúmenes de **Derivas Máximas** de la estructura:

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY9	Max Drift X	CSX	23192	23.450	11.000	20.820	0.000971	
STORY9	Max Drift Y	CSX	45	25.500	11.000	20.820		0.000021
STORY9	Max Drift X	CSY	23192	23.450	11.000	20.820	0.000052	
STORY9	Max Drift Y	CSY	23115	12.300	9.453	20.820		0.001773
STORY8	Max Drift X	CSX	23107-4	16.100	8.100	15.735	0.001279	
STORY8	Max Drift Y	CSX	23012	0.000	14.333	18.300		0.000135
STORY8	Max Drift X	CSY	23426	6.170	0.000	18.300	0.000032	
STORY8	Max Drift Y	CSY	23211-1	16.100	6.210	15.735		0.001971
STORY7	Max Drift X	CSX	23137-3	17.300	9.450	14.025	0.001450	
STORY7	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9.453	15.450		0.000241
STORY7	Max Drift X	CSY	23894	23.450	-1.100	15.450	0.000051	
STORY7	Max Drift Y	CSY	23109-1	14.000	6.000	12.885		0.002106
STORY6	Max Drift X	CSX	23066	12.300	17.100	12.600	0.001583	
STORY6	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9.453	12.600		0.000317
STORY6	Max Drift X	CSY	23894	23.450	-1.100	12.600	0.000065	
STORY6	Max Drift Y	CSY	23137-3	17.300	9.450	11.175		0.002168
STORY5	Max Drift X	CSX	23066	12.300	17.100	9.750	0.001637	
STORY5	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9.453	9.750		0.000352

**Gráfico N° 30** Derivas Máximas

**Tabla N° 41** Resumen de Derivas Máximas

TABLA DE RESUMEN DE DERIVAS MÁXIMAS							
PISO	Item	CARGA	Deriva X-X	Deriva Y-Y	Deriva máx	Chequeo	Clasificación según Comité VISION 2000
STORY9	Max Drift X	CSX	0.000971		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift Y	CSX		0.000021	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift X	CSY	0.000052		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift Y	CSY		0.001773	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max	CSX	0.001279		0.02	OK	OPERACIONAL

	Drift X						
STORY8	Max Drift Y	CSX		0.000135	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift X	CSY	0.000032		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift Y	CSY		0.001971	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift X	CSX	0.00145		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift Y	CSX		0.000241	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift X	CSY	0.000051		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift Y	CSY		0.002106	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift X	CSX	0.001583		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift Y	CSX		0.000317	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift X	CSY	0.000065		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift Y	CSY		0.002168	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift X	CSX	0.001637		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift Y	CSX		0.000352	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift X	CSY	0.000073		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift Y	CSY		0.002136	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift X	CSX	0.00162		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift Y	CSX		0.00035	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift X	CSY	0.000077		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift Y	CSY		0.002056	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift X	CSX	0.001289		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift Y	CSX		0.000186	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift X	CSY	0.000068		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift Y	CSY		0.001705	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift X	CSX	0.00056		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift Y	CSX		0.000042	0.02	OK	OPERACIONAL

STORY2	Max Drift X	CSY	0.000031		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift Y	CSY		0.000813	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift X	CSX	0.000055		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift Y	CSX		0.000005	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift X	CSY	0.000002		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift Y	CSY		0.000088	0.02	OK	OPERACIONAL

**Elaborado por:** Deysi Parra

Para el caso de la **CEC** las derivas elásticas de la estructura con los desplazamientos del programa Etabs serían:

**Sismo en X**

$$\Delta_E = \frac{U_{X8} - U_{X7}}{h}$$

$$\Delta_E = \frac{26.04 \text{ mm} - 22.79 \text{ mm}}{2850 \text{ mm}}$$

$$\Delta_E = 0.00114$$

**Sismo en Y**

$$\Delta_E = \frac{U_{Y8} - U_{Y7}}{h}$$

$$\Delta_E = \frac{30.87 \text{ mm} - 26.04 \text{ mm}}{2850 \text{ mm}}$$

$$\Delta_E = 0.00169$$

**Derivas calculada elásticas del CEC**

**Tabla N° 42 Derivas por piso en X**

Nv.	N. PISO	$\Delta h$ (m)	OutputCase	CaseType	UX	DERIVA
			Text	Text	mm	
-1.4	1	2.6	CSX	LinStatic	0.1436	0.000055
1.2	2	2.6	CSX	LinStatic	1.5999	0.000560
4.05	3	2.85	CSX	LinStatic	5.163	0.001250
6.9	4	2.85	CSX	LinStatic	9.5716	0.001547
9.75	5	2.85	CSX	LinStatic	14.33	0.001670
12.6	6	2.85	CSX	LinStatic	18.7885	0.001564
15.45	7	2.85	CSX	LinStatic	22.793	0.001405
18.3	8	2.85	CSX	LinStatic	26.0457	0.001141

**Elaborado por: Deysi Parra**

**Tabla N° 43 Derivas por piso en Y**

Nv.	N. PISO	$\Delta h$ (m)	OutputCase	CaseType	UY	DERIVA
			Text	Text	mm	
-1.4	1	2.6	CSY	LinStatic	0.2298	0.00009
1.2	2	2.6	CSY	LinStatic	2.8439	0.00101
4.05	3	2.85	CSY	LinStatic	7.6036	0.00167
6.9	4	2.85	CSY	LinStatic	12.0641	0.00157
9.75	5	2.85	CSY	LinStatic	16.5512	0.00157
12.6	6	2.85	CSY	LinStatic	21.2519	0.00165
15.45	7	2.85	CSY	LinStatic	26.0411	0.00168
18.3	8	2.85	CSY	LinStatic	30.8797	0.00170

**Elaborado por: Deysi Parra**

**Tabla N° 44** Datos generados en el Centro de Masas del CEC

PISOS		SISMO X	SISMO Y	DERIVA INELASTICA
TAPAGRADA	Xmáx(mm)	26,72	0,74	0,011
	Ymáx(mm)	0,03	36,25	0,020
	Cortante máx V (Ton)	-1,65E+01	2,75E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	3,49E-03	4,20E+01	
8	Xmáx(mm)	24	0,77	0,013
	Ymáx(mm)	1,015	31,6	0,020
	Cortante máx V(Ton)	-1,04E+02	5,62E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	9,65E-03	3,40E+02	
7	Xmáx(mm)	20,98	0,74	0,016
	Ymáx(mm)	0,68	26,89	0,021
	Cortante máx V(Ton)	-2,03E+02	8,09E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	1,13E-01	9,25E+02	
6	Xmáx(mm)	17,29	0,66	0,017
	Ymáx(mm)	0,81	21,9	0,020
	Cortante máx V(Ton)	-2,89E+02	1,04E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	3,61E-01	1,76E+03	
5	Xmáx(mm)	13,25	0,53	0,017
	Ymáx(mm)	0,62	17,1	0,020
	Cortante máx V(Ton)	-3,65E+02	1,23E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	7,75E-01	2,81E+03	



4	Xmáx(mm)	9,1	0,37	0,017
	Ymáx(mm)	0,39	12,4	0,020
	Cortante máx V(Ton)	-4,26E+02	1,33E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,32E+00	4,04E+03	
3	Xmáx(mm)	5,01	0,18	0,015
	Ymáx(mm)	0,15	7,74	0,020
	Cortante máx V(Ton)	-4,71E+02	1,42E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,74E+00	5,40E+03	
2	Xmáx(mm)	1,54	0,04	0,007
	Ymáx(mm)	0,016	2,9	0,012
	Cortante máx V(Ton)	-5,13E+02	1,42E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,81E+00	6,74E+03	
1	Xmáx(mm)	0,13	0,003	0,001
	Ymáx(mm)	0,002	0,22	0,001
	Cortante máx V(Ton)	-5,35E+02	1,42E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,79E+00	8,13E+03	

**Elaborado por:** Deysi Parra

## 6.7.13 CALCULO ESTRUCTURAL CON LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION (NEC)

### 6.7.13.1 PESOS POR PLANTA

Dónde:

CM= Carga Muerta

CV= Carga Viva

PPi= Pesos de pared de cada tipo

Li= Longitud de paredes

WCM= Peso de carga muerta

WCV= Peso de carga viva

W= peso total de cada piso

hi= Altura de cada entre piso

Datos generales:

$$CM= 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV= 102 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Ver pág.45)}$$

$$PP_1= 576 \text{ Kg/mL}$$

$$PP_2=284.9 \text{ Kg/mL}$$

$$PP_3=1152 \text{ Kg/mL}$$

PLANTA TIPO Nv. +1.2, Nv. +4.05, Nv. +6.9, Nv. +9.75, Nv. +12.6, Nv. +15.45

Datos específicos:

Longitud de Pared 1 = 188.79 m

Longitud de Pared 2 = 45.75 m

Longitud de Pared 3 = 22.81 m

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM * \text{Area Planta}) + (PP_i * Li)$$

$$WCM = (473.8 * 482.295) + (576 * 188.79) + (284.9 * 45.75) + (1152 * 22.81)$$

$$WCM = 376565.706 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\% WCV$$

$$W = 376565.706 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 363559.56 + 0.25 (102 * 482.295)$$

$$\mathbf{W = 375858.08 \text{ Kg} = 375.85 \text{ Tn}}$$

PLANTA TIPO Nv. +18.3

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 102 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP_1 = 576 \text{ Kg/mL}$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 43.59 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 5.48 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM * \text{Area Planta}) + (PP_i * Li)$$

$$WCM = (473.8 * 482.295) + (576 * 43.59) + (284.9 * 5.48)$$

$$WCM = 255180.46 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\% WCV$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (CV * \text{Area Planta})$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (102 * 482.295)$$

$$\mathbf{W = 267478.98 \text{ Kg} = 267.47 \text{ Tn}}$$

TAPAGRADAS Nv + 20.82

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 0 \text{ m}$$

Longitud de Pared 2 = 0 m

Area Planta = (13.8 \* 5.4)

Area Planta = 74.52 m<sup>2</sup>

WCM = (CM \* Area Planta) + (PPi \* Li)

WCM = (473.8 \* 74.52) + (0)

WCM = 35307.57 Kg

W = WCM + 25% WCV

W = 35307.57 + 0.25(CV \* Area Planta)

W = 35307.57 + 0.25 (102 \* 74.52)

**W = 37207.83 Kg = 37.207 Tn**

**Tabla N° 45: Peso del Edificio**

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m) hi</b>	<b>PESO (Ton) W</b>
<b>TAPAGRADA</b>	22.22	37.207
<b>7</b>	19.70	267.47
<b>6</b>	16.85	375.85
<b>5</b>	14.00	375.85
<b>4</b>	11.15	375.85
<b>3</b>	8.30	375.85
<b>2</b>	5.45	375.85
<b>1</b>	2.6	375.85
<b>TOTAL</b>		2559.78

**Elaborado por: Deysi Parra**

La carga reactiva varía de acuerdo al NEC especificado en la pág. 44.

La intención de esta norma es que, al cumplir con los requisitos en ella detallados se proporcione a una estructura de uso normal de edificación un adecuado diseño sísmico resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

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

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

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

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

#### **6.7.13.2 ESPECTRO DE RESPUESTA**

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

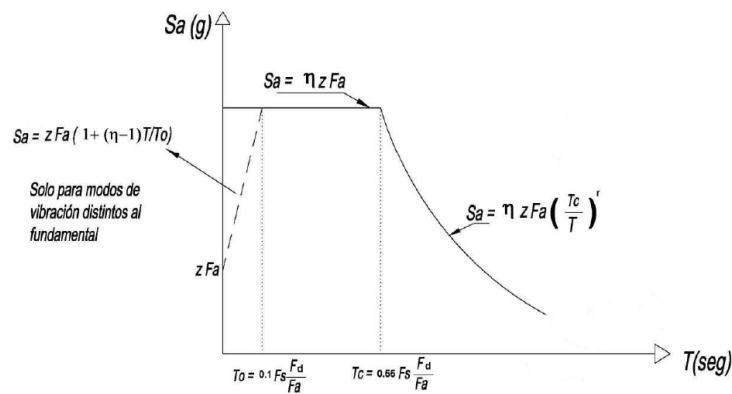
Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar:

- Espectro de respuesta de velocidad,
- Espectro de respuesta de deformación.

El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración. Se denomina *de respuesta* ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior.

Los espectros son la herramienta básica para el diseño sísmo resistente de las estructuras, ya que a partir de ellos se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes debido al sismo, que se convierten en la demanda sísmica. Se definen los espectros de respuesta como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de un grado de libertad que tienen el mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dadas. Aguiar (2008). Para las estructuras de hormigón armado se considera un factor de amortiguamiento del 5%.

En nuestro país la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece el espectro elástico de diseño en aceleraciones, el mismo que está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Grafico N° 31, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficientes de amplificación o deamplificación de suelo. Dicho espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.



**Gráfico N° 31** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en el NEC

Con todos estos antecedentes se puede determinar el espectro de diseño elástico haciendo uso de las siguientes fórmulas válidas para periodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_o$ :

$$S_a = Z * F_a * \left(1 + (n - 1) \frac{T}{T_o}\right)$$

Dónde:

$S_a$ = Valor del espectro de aceleración de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración  $T$ .

$r=1$ , para tipo de suelo A, B o C.

$r = 1.5$ , para tipo de suelo D o E.

$\eta = 1.8$  (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas).

$\eta = 2.48$  (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).

$\eta = 2.6$  (Provincias del Oriente).

$Z$ = factor de zona sísmica.

$F_a$ = Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

$T$  = periodo de vibración

$T_c$ = periodo de vibración en segundos correspondiente a la transición entre la zona de aceleración de aceleración constante del espectro de diseño para periodos cortos y a la parte descendiente del mismo.

### 6.7.13.3. CORTE BASAL

Para ello el NEC, en el Capítulo 2, sección 2.7.2.1 indica que se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_e} * W$$

Dónde:

V= corte total en la base de la estructura

I: factor de importancia

W: carga reactiva

Sa= Valor del espectro de aceleración de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T.

R: Factor de reducción de respuesta estructural

$\Phi_p$ ,  $\Phi_e$ : Factores de configuración estructural en planta y en elevación

### 6.7.13.4. CÁLCULO DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN:

El período de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado de la siguiente manera: Para estructuras de edificación, el valor de  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

Dónde:

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

$h_n$  = altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

-Para estructuras de acero sin arriostramientos,  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.80$ .

-Para estructuras de acero con arriostramientos,  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$ .

-Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$ .



-Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural,  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$ .

**Tabla N° 46:** Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ 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 $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $> \bar{S}_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )

**Fuente:** NEC Cap. 2

**Tabla N° 47:** Clasificación del suelo dentro de los perfiles tipos C, D, E

Tipo de perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm <sup>2</sup> )
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )

**Fuente:** NEC Cap. 2

**Tabla N° 48:** 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 Cap. 2

**Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Seed et al. (1997 y 2001), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010), Huang, et al. (2010).

**Tabla N° 49:** Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Fuente:** NEC Cap. 2

**Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Estos valores obedecen a los estudios recientes de respuesta dinámica en suelos, mencionados anteriormente.

**Tabla N° 50:** Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Fuente:** NEC Cap.2

**Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la

excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Tsang et al. (2006), Seed et al. (2003), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010).

**Tabla N° 51:** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

**Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9.

**Fuente:** NEC Cap.2

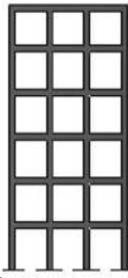
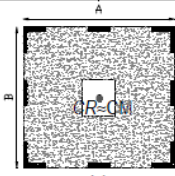
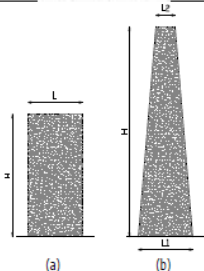
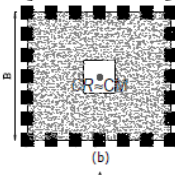

Factor de importancia **I**: El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores danos durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

**Tabla N° 52:** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras 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

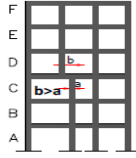
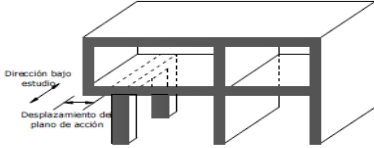


**Fuente:** NEC Cap.2

**Tabla N° 53:** Configuraciones estructurales recomendadas en planta y elevación  $\Phi_p, \Phi_e$ :

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{E1}$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{P1}$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{E1}$			
			

Fuente: NEC Cap.2

**Tabla N° 54:** Configuraciones estructurales no recomendadas en planta y elevación  $\Phi_p, \Phi_e$ :

CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS			
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras			
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA	
<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.		<b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b>  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.  	
<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).			
<b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.			

Fuente: NEC Cap.2

**Tabla N° 55:** Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<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
<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada</b>	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
<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 Cap.2

**Tabla N° 56:** Datos para el cálculo del cortante basal

ZONA		0.40
TIPO DE SUELO	TIPO C	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
Fa:		1.20
Importancia:	Edif. Apartamentos	1.00
Factor R:		6.00
hn:		22.22
$\Phi_p$ :		0.90
$\Phi_e$ :		0.81
Fd:		1.30
Fs:		1.30
n:		2.48
r:		1.00
Ct:		0.049
$\alpha$		0.750

**Elaborado por:** Deysi Parra

- Se opta por ocupar un tipo de suelo Tipo C porque para el cálculo de la estructura con el CEC se tomó un tipo de suelo Intermedio el cual la velocidad de onda del suelo es de 400m/s – 750 m/s (Ver anexo F) se asemeja a la velocidad de onda que hay en el NEC con el suelo Tipo C.
- El valor de R tomado en la NEC R= 6 se obtuvo analizando las características que se asemejan en el CEC siendo la característica principal que la estructura tiene muros estructurales.

### 6.7.13.5. CÁLCULO DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN

$$\begin{array}{lll}
 T_C = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} & T_L = 2.4F_d & T_0 = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a} \\
 T_C = 0.55 * 1.3 \frac{1.3}{1.2} & T_L = 2.4 * 1.3 & T_0 = 0.1 * 1.3 \frac{1.3}{1.2} \\
 T_C = 0.774 \text{ seg} & T_L = 3.12 \text{ seg} & T_0 = 0.14 \text{ seg}
 \end{array}$$

$$T = Ct * h_n^\alpha$$

$$T = 0.049 * 22.22^{0.75}$$

$$T = 0.50 \text{ seg}$$

Fs = que consideran el comportamiento no lineal de los suelos.

Fd= Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

TL= periodo de vibración en segundos correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para periodos largos.

Tc= periodo de vibración en segundos correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para periodos cortos y a la parte descendiente del mismo.

### 6.7.13.6. CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL

$$S_a = n * Z * F_a \text{ para periodos } 0 \leq 0.50 \text{ seg} \leq 0.77 \text{ seg}$$

$$S_a = n * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.19$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ Para periodos } 0.50 \text{ seg} \geq 0.77 \text{ seg}$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.77}{0.50}\right)^1$$

$$S_a = 1.83$$

Se utiliza el valor de la fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a = 1.19$ , porque está dentro de los rangos  $0 < T < T_c \rightarrow 0 \leq 0.50 \text{ seg} \leq 0.77 \text{ seg}$

### 6.7.13.7. CALCULO DEL CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I * S_a}{R * \Phi_p * \Phi_e} * W$$

$$V = \frac{1 * 1.19}{6 * 0.9 * 0.81} * W$$

$$V = 0.272 * W$$

$$W = 25559.78 \text{ Tn}$$

$$V = 0.272 * 25559.78 \text{ Tn} = 696.65 \text{ Tn}$$

Datos:

$$Z = 0.4$$

$$T = 0.50 \text{ seg}$$

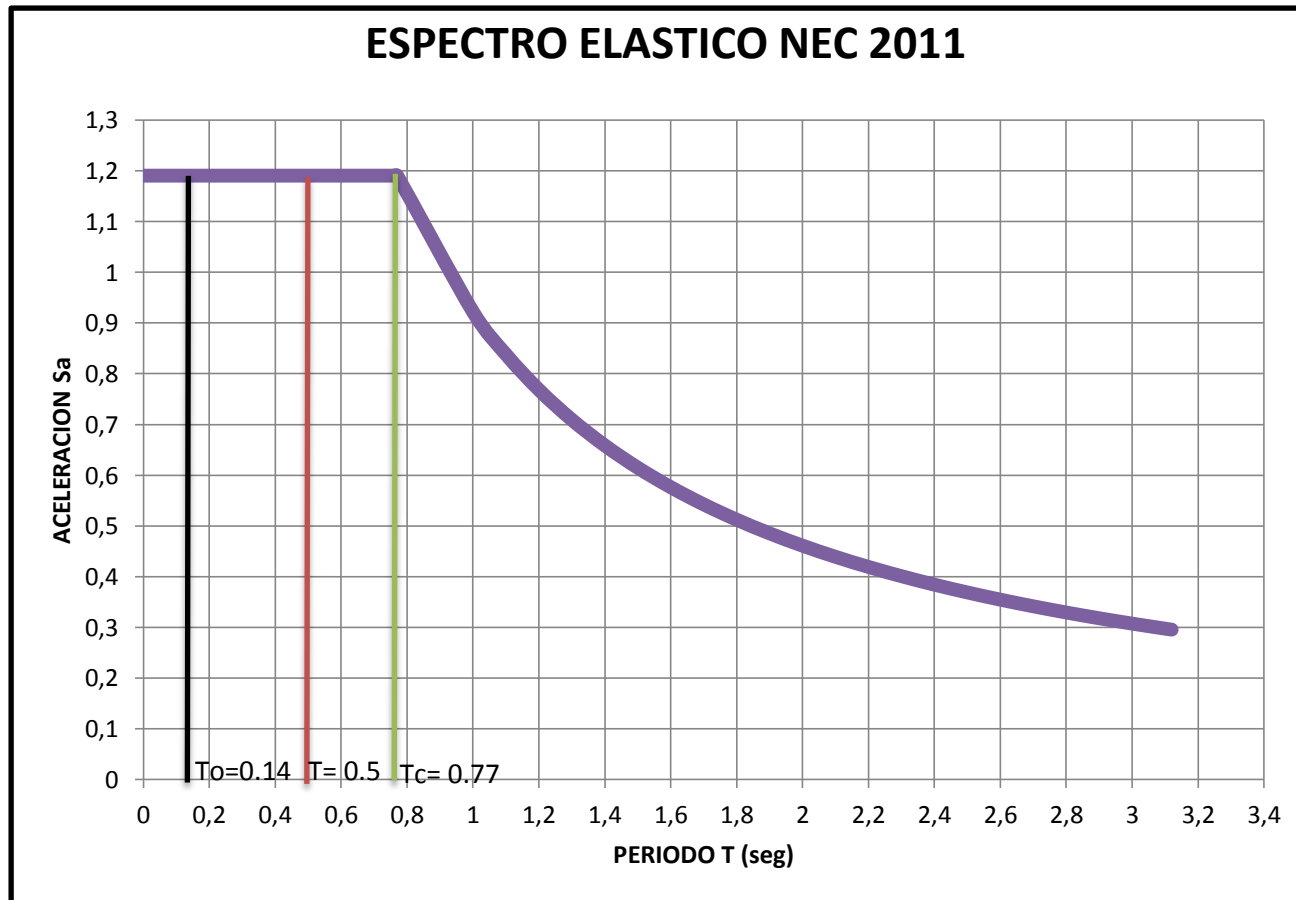
$$T_c = 0.77 \text{ seg}$$

$$I = 1.0$$

$$R = 6$$

$$\Phi_e = 0.81$$

$$\Phi_p = 0.9$$



**Figura N° 4 Espectro Elástico NEC**

**Elaborado por:** Deysi Parra

ESPECTRO ELASTICO	
T	Sa
0	1.1904
0.10	1.1904
0.20	1.1904
0.30	1.1904
0.40	1.1904
0.50	1.1904
0.52	1.1904
0.60	1.1904
0.76	1.1904
0.77	1.1904
1.00	0.922
1.1000	0.838
1.20	0.768
1.4000	0.659
1.60	0.576
1.8000	0.512
2.00	0.461
2.2000	0.419
2.40	0.384
2.6000	0.355
2.80	0.329
3.0000	0.307
3.20	0.288
3.40	0.271
3.6000	0.256
3.80	0.243
4.0000	0.231

**Tabla N° 57:** Datos de los Espectros Elásticos del NEC



6.7.12.8. COMPARACIÓN GRÁFICA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA NEC-11 vs CEC-2002

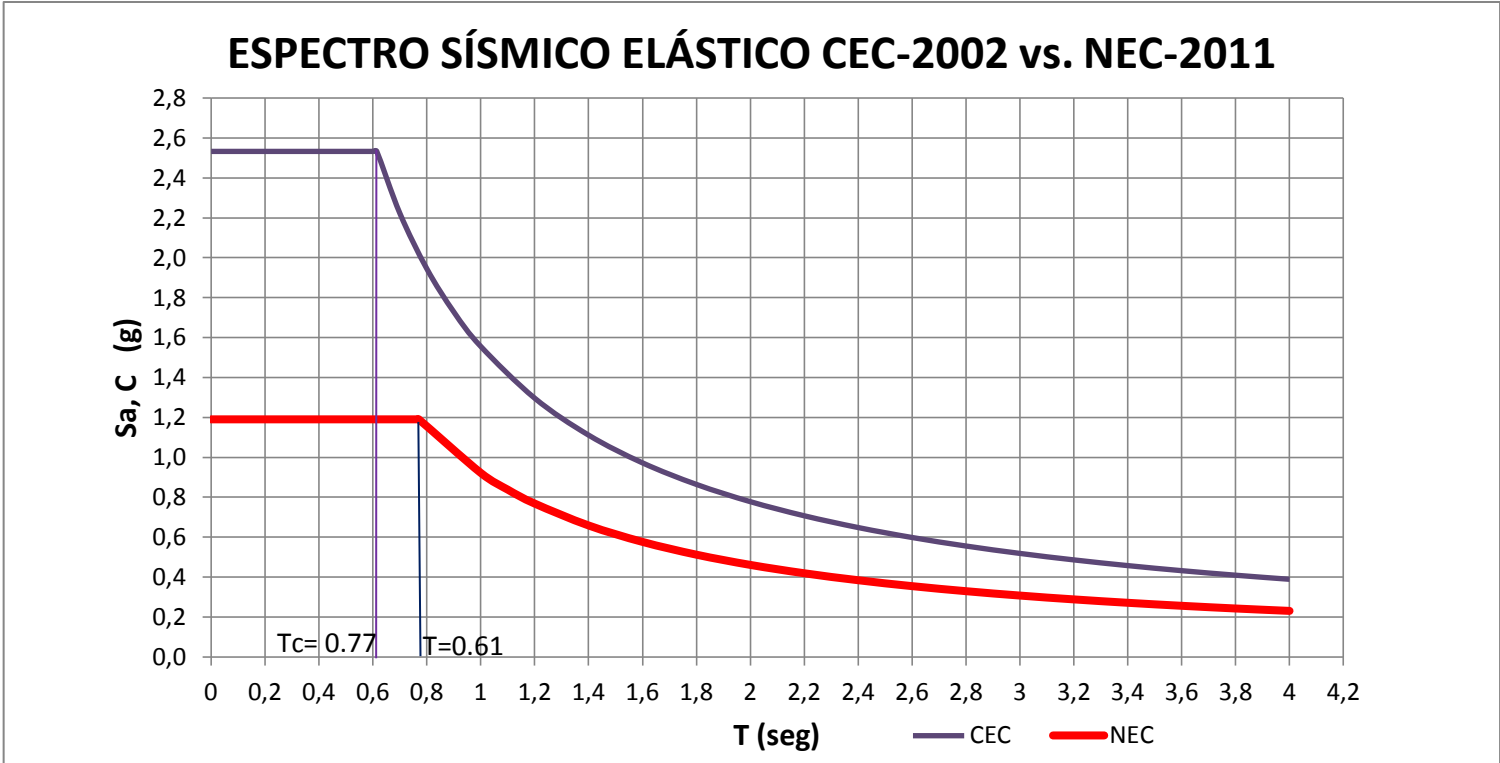


Figura N° 5 Comparación de Espectro Elástico NEC Y CEC

Elaborado por: Deysi Parra

## 6.7.14 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

### 6.7.14.1 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES DEL NEC.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k} V$$

Dónde:

V = cortante total en la base de la estructura, definido en 2.7.2.1.

V<sub>x</sub> = cortante total en el piso *x* de la estructura

F<sub>x</sub> = fuerza lateral aplicada en el piso *i* de la estructura

F<sub>i</sub> = fuerza lateral aplicada en el piso *x* de la estructura

n = número de pisos de la estructura

W<sub>x</sub> = peso de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva)

W<sub>i</sub> = peso aginado al piso o nivel *i* de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva *W* (incluye la fracción de la carga viva)

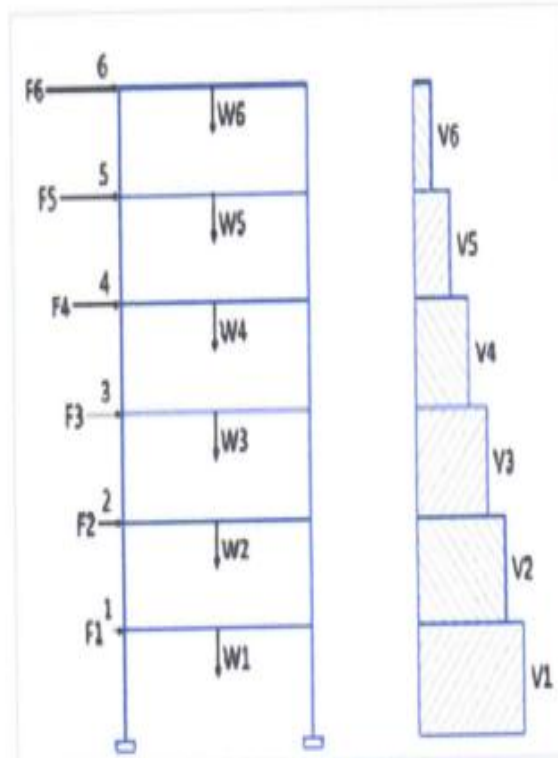
h<sub>x</sub> = altura del piso *x* de la estructura

h<sub>i</sub> = altura del piso *i* de la estructura

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura *T*, que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de *T* = 0.5s, k=1.0
- Para valores de 0.5s < *T* = 2.5s, k = 0.75 + 0.50 *T*
- Para valores de *T* > 2.5, k = 2.0

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración.



**Gráfico N° 32** Distribución de fuerzas y representación de esfuerzos cortantes

Con los valores de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso tomando que el valor de  $k$  es para el periodo fundamental de la estructura ( $T=0,50$  seg) es: (Ver pág. 124)

$$T = 0.5s, k=1.0$$

$$k = 1$$

- $V = 0.272 * W$
- $V = 0.272 * 25559.78 \text{ Tn}$
- $V = 696.65 \text{ Tn}$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k} V$$

$$\text{Tapagradas } F_x = \frac{826.74}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 20.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 7 } F_x = \frac{5269.16}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 151.52 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 6 } F_x = \frac{6333.07}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 308.94 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 5 } F_x = \frac{5261.90}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 439.74 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 4 } F_x = \frac{4190.73}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 543.90 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 3 } F_x = \frac{3119.56}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 621.45 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 2 } F_x = \frac{2048.38}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 672.36 \text{ Tn}$$

$$\text{Piso 1 } F_x = \frac{977.21}{28026.75} * 696.65 \text{ Tn} = 696.65 \text{ Tn}$$

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 2.7.3 manifiesta: Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

**Tabla N° 58:** Fuerzas laterales por piso NEC

<b>PISO</b>	<b>NIVEL (m) <math>h_i</math></b>	<b>NIVEL (m) <math>h_i^k</math></b>	<b>PESO (Ton) <math>W_i</math></b>	<b><math>W_i * h_i^k</math></b>	<b><math>F_x</math></b>	<b><math>F_y=0.3*F_x</math></b>
<b>TAPAGRADA</b>	22.22	22.22	37.207	826.74	20.55	6.17
<b>8</b>	19.70	19.70	267.47	5269.16	130.97	39.29
<b>7</b>	16.85	16.85	375.85	6333.07	157.42	47.23
<b>6</b>	14.00	14.00	375.85	5261.90	130.79	39.24
<b>5</b>	11.15	11.15	375.85	4190.73	104.17	31.25
<b>4</b>	8.30	8.30	375.85	3119.56	77.54	23.26
<b>3</b>	5.45	5.45	375.85	2048.38	50.92	15.27
<b>2</b>	2.6	2.60	375.85	977.21	24.29	7.29
<b>TOTAL</b>			2559.78	28026.75	696.65	209.00

**Elaborado por:** Deysi Parra

Dónde:

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

**$W_i$**  = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

**$h_i$** = Altura de cada piso

**k** = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

## 6.7.15. CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ

### 6.7.15.1 CENTRO DE MASAS

El método de cálculo para el centro de masas es el mismo para el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) por lo tanto la tabla de resultados es el igual ya que es la misma estructura no varía en la planta:

**Tabla N° 59:** Tabla Resumen de Centro de masas

piso	xcm	ycm
9	19.2	8.13
8	14.86	8.48
7	14.92	8.48
6	14.92	8.48
5	14.92	8.48
4	14.92	8.48
3	14.92	8.48
2	15.00	10.33
1	15.00	10.33

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.15.2 CENTRO DE RIGIDEZ

El método de cálculo para el centro de rigidez es el mismo para el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) pero varía el Modulo del Hormigón se especifica en el capítulo 1 sección 1.2.5.1, hace referencia a una ecuación (1-15) y (1-16) el cual no se encuentra en dicho capitulo.

$E_a$ = Modulo de elasticidad del agregado (GPa) (Ver ANEXO E)

$f'_c$ = Resistencia del hormigón (MPa)

$$E_c = 1.15 \sqrt[3]{E_a * \sqrt{f'_c}}$$

$$E_c = 1.15 \sqrt[3]{17.5} * \sqrt{24}$$

$$E_c = 14.6268 \text{ MPa}$$

$$E_c = 146268.04 \text{ Kg/cm}^2$$

En vista que no existe una información completa se ocupa el modulo elástico del hormigón del ACI

### **Módulo de Elasticidad del Hormigón**

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{240} \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 255006.0705 \text{ Kg/cm}^2$$

**Inercia:** (Ver pág.78)

Para secciones cuadradas o rectangulares:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Para secciones circulares:

$$I = \frac{\pi * (D/2)^4}{4}$$

**Rigidez:** (Ver pág.78)

$$k = \frac{12 * E_c * I}{h^3}$$

El cálculo de la rigidez para la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) es el mismo realizado en la pág. 79 hasta la pág. 88 con las mismas secciones y características estructurales del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC).

A continuación se presenta el cálculo de la rigidez de una **posible solución** con secciones diferentes las cuales cumplen las condiciones de la NEC.

**Tabla N° 60:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv – 1.4; Nv +1.2

Con una altura de columna de 2.6 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Y <sub>cr</sub> )													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico
			m	m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>				
1--2	1´	A1´	0	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09	6.06E+08	20.12	1.22E+10
		B1´	4.1	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		C1´	8.2	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		D1´	12.3	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		E1´	17.30	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		F1´	21.40	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		G1´	25.50	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
		H1´	29.55	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.52E+09			
	1	A1	0	16.00	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.21E+09	4.19E+08	16.00	6.71E+09
		B1	4.1	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		C1	8.2	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		D1	12.3	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		E1	17.30	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		F1	21.40	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		G1	25.50	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.14E+08			
		H1	29.55	16.00	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.21E+09			
	2	A2	0	11	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	8.33E+08	3.75E+08	11.00	4.12E+09
		B2	4.1	11			0.85	0.0256	4.46E+07	4.91E+08			
		D2	12.3	11			0.85	0.0256	4.46E+07	4.91E+08			



		E2	17.30	11			0.85	0.0256	4.46E+07	4.91E+08			
		F2	21.40	11			0.85	0.0256	4.46E+07	4.91E+08			
		G2	25.50	11			0.85	0.0256	4.46E+07	4.91E+08			
		H2	29.55	11	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	8.33E+08			
	3	A3	0	6	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	4.54E+08	3.75E+08	6.00	2.25E+09
		B3	4.1	6			0.85	0.0256	4.46E+07	2.68E+08			
		D3	12.3	6			0.85	0.0256	4.46E+07	2.68E+08			
		E3	17.30	6			0.85	0.0256	4.46E+07	2.68E+08			
		F3	21.40	6			0.85	0.0256	4.46E+07	2.68E+08			
		G3	25.50	6			0.85	0.0256	4.46E+07	2.68E+08			
		H3	29.55	6	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	4.54E+08			
	4	A4	0	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00	6.06E+08	0.00	0.00E+00
		B4	4.1	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		C4	8.2	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		D4	12.3	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		E4	17.30	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		F4	21.40	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		G4	25.50	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		H4	29.55	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	9.52E+06	1.18E+06	8.10	9.52E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	7.05E+06	1.18E+06	6.00	7.05E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	8.29E+06	1.18E+06	7.05	8.29E+06
									<b>2.38E+09</b>	<b>2.53E+10</b>	<b>2.38E+09</b>		<b>2.53E+10</b>

Elaborado por: Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{2.53 \text{ E} + 10}{2.38 \text{ E} + 09} = 10.61 \text{ m}$$

**Tabla N° 61:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv – 1.4; Nv +1.2

SENTIDO Y-Y (CALCULAR Xcr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*xi	k portico	xi portico	kxx*xi portico
			m	m	m	m	m	m					
1--2	A	A1´	0	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00	3.79E+08	0.00	0.00E+00
		A1	0	16.00	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		A2	0	11	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		A3	0	6	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
		A4	0	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	0.00E+00			
	B	B1´	4.1	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	3.11E+08	2.85E+08	4.10	1.17E+09
		B1	4.1	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	1.83E+08			
		B2	4.1	11			0.85	0.0256	4.46E+07	1.83E+08			
		B3	4.1	6			0.85	0.0256	4.46E+07	1.83E+08			
		B4	4.1	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	3.11E+08			
	C	C1´	8.2	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	6.21E+08	1.96E+08	8.20	1.61E+09
		C1	8.2	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	3.66E+08			
		C4	8.2	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	6.21E+08			
	D	D1´	12.3	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	9.32E+08	2.85E+08	12.30	3.51E+09
		D1	12.3	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	5.49E+08			
		D2	12.3	11			0.85	0.0256	4.46E+07	5.49E+08			
		D3	12.3	6			0.85	0.0256	4.46E+07	5.49E+08			
		D4	12.3	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	9.32E+08			
	E	E1´	17.30	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.31E+09	2.85E+08	17.30	4.94E+09
		E1	17.30	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	7.72E+08			
		E2	17.30	11			0.85	0.0256	4.46E+07	7.72E+08			

		E3	17.30	6			0.85	0.0256	4.46E+07	7.72E+08			
		E4	17.30	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.31E+09			
	F	F1'	21.40	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.62E+09	2.85E+08	21.40	6.11E+09
		F1	21.40	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	9.55E+08			
		F2	21.40	11			0.85	0.0256	4.46E+07	9.55E+08			
		F3	21.40	6			0.85	0.0256	4.46E+07	9.55E+08			
		F4	21.40	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.62E+09			
	G	G1'	25.50	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.93E+09	2.85E+08	25.50	7.28E+09
		G1	25.50	16.00			0.85	0.0256	4.46E+07	1.14E+09			
		G2	25.50	11			0.85	0.0256	4.46E+07	1.14E+09			
		G3	25.50	6			0.85	0.0256	4.46E+07	1.14E+09			
		G4	25.50	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	1.93E+09			
	H	H1'	29.55	20.12	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	2.24E+09	3.79E+08	29.55	1.12E+10
		H1	29.55	16.00	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	2.24E+09			
		H2	29.55	11	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	2.24E+09			
		H3	29.55	6	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	2.24E+09			
		H4	29.55	0	0.85	0.85		0.0435	7.57E+07	2.24E+09			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	9.52E+06	1.18E+06	8.10	9.52E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	7.05E+06	1.18E+06	6.00	7.05E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	1.18E+06	8.29E+06	1.18E+06	7.05	8.29E+06
									<b>2.38E+09</b>	<b>3.58E+10</b>	<b>2.38E+09</b>		<b>3.58E+10</b>

Elaborado por: Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{3.58 E + 10}{2.38 E + 09} = 15.03 m$$

**Tabla N° 62:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv.+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.30

Con una altura de columna de 2.85 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Ycr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Iner	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico
			m	m	m	m	m	m <sup>4</sup>					
3--8	1	A1	0	16.00	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	9.20E+08	3.18E+08	16.00	5.09E+09
		B1	4.1	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		C1	8.2	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		D1	12.3	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		E1	17.30	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		F1	21.40	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		G1	25.50	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.42E+08			
		H1	29.55	16.00	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	9.20E+08			
	2	A2	0	11	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	6.33E+08	2.84E+08	11.00	3.13E+09
		B2	4.1	11			0.85	0.0256	3.39E+07	3.73E+08			
		D2	12.3	11			0.85	0.0256	3.39E+07	3.73E+08			
		E2	17.30	11			0.85	0.0256	3.39E+07	3.73E+08			
		F2	21.40	11			0.85	0.0256	3.39E+07	3.73E+08			
		G2	25.50	11			0.85	0.0256	3.39E+07	3.73E+08			
		H2	29.55	11	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	6.33E+08			
	3	A3	0	6	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	3.45E+08	2.84E+08	6.00	1.71E+09
		B3	4.1	6			0.85	0.0256	3.39E+07	2.03E+08			
		D3	12.3	6			0.85	0.0256	3.39E+07	2.03E+08			
		E3	17.30	6			0.85	0.0256	3.39E+07	2.03E+08			
		F3	21.40	6			0.85	0.0256	3.39E+07	2.03E+08			

		G3	25.50	6			0.85	0.0256	3.39E+07	2.03E+08			
		H3	29.55	6	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	3.45E+08			
	4	A4	0	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00	4.60E+08	0.00	0.00E+00
		B4	4.1	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		C4	8.2	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		D4	12.3	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		E4	17.30	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		F4	21.40	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		G4	25.50	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		H4	29.55	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	7.23E+06			
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	5.35E+06	8.92E+05	6.00	5.35E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	6.29E+06	8.92E+05	7.05	6.29E+06
									<b>1.35E+09</b>	<b>9.94E+09</b>	<b>1.35E+09</b>		<b>9.94E+09</b>

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{9.94 \text{ E} + 09}{1.35 \text{ E} + 09} = 7.37 \text{ m}$$

**Tabla N° 63:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv.+4.05; Nv.+6.9; Nv.+9.75; Nv.+12.6; Nv.+15.45; Nv.+18.30

SENTIDO Y-Y (CALCULAR Ycr)													
Piso	Portico	Columna	xi	yi	b	h	D	Inercia	kxx	kxx*xi	k portico	xi portico	kxx*xi portico
			m	m	m	m	m	m4					
3--8	A	A1	0	16.00	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00	2.30E+08	0.00	0.00E+00
		A2	0	11	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		A3	0	6	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
		A4	0	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	0.00E+00			
	B	B1	4.1	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	1.39E+08	1.59E+08	4.10	6.52E+08
		B2	4.1	11			0.85	0.0256	3.39E+07	1.39E+08			
		B3	4.1	6			0.85	0.0256	3.39E+07	1.39E+08			
		B4	4.1	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	2.36E+08			
	C	C1	8.2	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	2.78E+08	9.14E+07	8.20	7.49E+08
		C4	8.2	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	4.72E+08			
	D	D1	12.3	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	4.17E+08	1.59E+08	12.30	1.96E+09
		D2	12.3	11			0.85	0.0256	3.39E+07	4.17E+08			
		D3	12.3	6			0.85	0.0256	3.39E+07	4.17E+08			
		D4	12.3	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	7.07E+08			
	E	E1	17.30	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	5.86E+08	1.59E+08	17.30	2.75E+09
		E2	17.30	11			0.85	0.0256	3.39E+07	5.86E+08			
		E3	17.30	6			0.85	0.0256	3.39E+07	5.86E+08			
		E4	17.30	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	9.95E+08			
	F	F1	21.40	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	7.25E+08	1.59E+08	21.40	3.41E+09
		F2	21.40	11			0.85	0.0256	3.39E+07	7.25E+08			

		F3	21.40	6			0.85	0.0256	3.39E+07	7.25E+08			
		F4	21.40	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.23E+09			
	G	G1	25.50	16.00			0.85	0.0256	3.39E+07	8.64E+08	1.59E+08	25.50	4.06E+09
		G2	25.50	11			0.85	0.0256	3.39E+07	8.64E+08			
		G3	25.50	6			0.85	0.0256	3.39E+07	8.64E+08			
		G4	25.50	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.47E+09			
	H	H1	29.55	16.00	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.70E+09	2.30E+08	29.55	6.80E+09
		H2	29.55	11	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.70E+09			
		H3	29.55	6	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.70E+09			
		H4	29.55	0	0.85	0.85		0.0435	5.75E+07	1.70E+09			
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	7.23E+06	8.92E+05	8.10	7.23E+06
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	5.35E+06	8.92E+05	6.00	5.35E+06
		MURO3	16.1	7.05	0.30	0.30		0.0007	8.92E+05	6.29E+06	8.92E+05	7.05	6.29E+06
									<b>1.35E+09</b>	<b>2.04E+10</b>	<b>1.35E+09</b>		<b>2.04E+10</b>

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{2.04E + 10}{1.35 E + 09} = 15.11 m$$

**Tabla N° 64:** Centro de Rigidez sentido X-X Nv+20.82

Con una altura de columna de 2.52 m

SENTIDO X-X (CALCULAR Y <sub>cr</sub> )														
Piso	Portico	Columna	xi m	yi m	b m	h m	D m	Iner m4	kxx	kxx*yi	k portico	yi portico	kxx*yi portico	
9	2	D2	12.3	11			0.85	0.0256	4.90E+07	5.39E+08	1.96E+08	11.00	2.16E+09	
		E2	17.30	11			0.85	0.0256	4.90E+07	5.39E+08				
		F2	21.40	11			0.85	0.0256	4.90E+07	5.39E+08				
		G2	25.50	11			0.85	0.0256	4.90E+07	5.39E+08				
	3	D3	12.3	6			0.85	0.0256	4.90E+07	2.94E+08	1.96E+08	6.00	1.18E+09	
		E3	17.30	6			0.85	0.0256	4.90E+07	2.94E+08				
		F3	21.40	6			0.85	0.0256	4.90E+07	2.94E+08				
		G3	25.50	6			0.85	0.0256	4.90E+07	2.94E+08				
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	1.05E+07	1.29E+06	8.10	1.05E+07
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	7.74E+06	1.29E+06	6.00	7.74E+06
MURO3		16.1	7.05	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	9.10E+06	1.29E+06	7.05	9.10E+06	
									<b>3.96E+08</b>	<b>3.36E+09</b>	<b>3.96E+08</b>		<b>3.36E+09</b>	

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix-x} * Y_i}{\sum K_{ix-x}} \quad Y_{cr} = \frac{3.36 \text{ E} + 09}{3.96 \text{ E} + 08} = 8.49 \text{ m}$$



**Tabla N° 65:** Centro de Rigidez sentido Y-Y Nv+20.82

SENTIDO Y-Y (CALCULAR X <sub>cr</sub> )														
Piso	Portico	Columna	xi m	yi m	b m	h m	D m	Iner m <sup>4</sup>	kxx	kxx*xi	k portico	xi portico	kxx*xi portico	
	D	D2	12.3	11			0.85	0.0256	4.90E+07	6.03E+08	9.80E+07	12.30	1.21E+09	
		D3	12.3	6			0.85	0.0256	4.90E+07	6.03E+08				
	E	E2	17.30	11			0.85	0.0256	4.90E+07	8.48E+08	9.80E+07	17.30	1.70E+09	
		E3	17.30	6			0.85	0.0256	4.90E+07	8.48E+08				
	F	F2	21.40	11			0.85	0.0256	4.90E+07	1.05E+09	9.80E+07	21.40	2.10E+09	
		F3	21.40	6			0.85	0.0256	4.90E+07	1.05E+09				
	G	G2	25.50	11			0.85	0.0256	4.90E+07	1.25E+09	9.80E+07	25.50	2.50E+09	
		G3	25.50	6			0.85	0.0256	4.90E+07	1.25E+09				
	MURO	MURO1	15.05	8.1	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	1.05E+07	1.29E+06	8.10	1.05E+07
		MURO2	15.05	6	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	7.74E+06	1.29E+06	6.00	7.74E+06
MURO3		16.1	7.05	0.30	0.30			0.0007	1.29E+06	9.10E+06	1.29E+06	7.05	9.10E+06	
									<b>3.96E+08</b>	<b>7.52E+09</b>	<b>3.96E+08</b>		<b>7.52E+09</b>	

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy-y} * X_i}{\sum K_{iy-y}} \quad X_{cr} = \frac{7.52 \text{ E} + 09}{3.96 \text{ E} + 08} = 19.01 \text{ m}$$

**Tabla N° 66:** Resumen de Centro de Masas y Centro de Rigideces NEC

Cálculo de Excentricidades de Xcm y Xcr						
piso	xcm (m)	Ycm (m)	xcr (m)	ycr (m)	eo <sub>x</sub> = xcm – xcr (m)	eo <sub>y</sub> = ycm – ycr (m)
9	19.2	8.13	19.01	8.49	0.19	-0.36
8	14.86	8.48	15.11	7.37	-0.25	1.11
7	14.92	8.48	15.11	7.37	-0.19	1.11
6	14.92	8.48	15.11	7.37	-0.19	1.11
5	14.92	8.48	15.11	7.37	-0.19	1.11
4	14.92	8.48	15.11	7.37	-0.19	1.11
3	14.92	8.48	15.11	7.37	-0.19	1.11
2	15.00	10.33	15.03	10.61	-0.03	-0.28
1	15.00	10.33	15.03	10.61	-0.03	-0.28

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.15.3 EXCENTRICIDAD

La excentricidad de cálculo, en el piso “i” se define por

$$e_i = e_{oi} \pm 0,15 l_i$$

Dónde:

$e_{oi}$  = distancia entre el centro de giro ( centro de rigideces ) y el centro de masas, medida en dirección perpendicular a Fuerzas sísmicas.

$l_i$  = máxima dimensión en planta del nivel i, medida en dirección perpendicular a Fuerzas sísmicas.

$L_y = 30.10$  m

$L_x = 20.67$  m

"Guía de cálculo" nd. <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/GUIA.htm>

**Tabla N° 67:** Incremento Excentricidades eje X-X

Incremento Excentricidades eje X-X					
piso	eox (m)	Ly (m)	0.15Ly (m)	ex1=eox + 0.15Ly (m)	ex2=eox - 0.15Ly(m)
9	0.19	20.67	3.1005	3.2905	-2.9105
8	-0.25	20.67	3.1005	2.8505	-3.3505
7	-0.19	20.67	3.1005	2.9105	-3.2905
6	-0.19	20.67	3.1005	2.9105	-3.2905
5	-0.19	20.67	3.1005	2.9105	-3.2905
4	-0.19	20.67	3.1005	2.9105	-3.2905
3	-0.19	20.67	3.1005	2.9105	-3.2905
2	-0.03	20.67	3.1005	3.0705	-3.1305
1	-0.03	20.67	3.1005	3.0705	-3.1305

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 68:** Incremento Excentricidades eje Y-Y

Incremento Excentricidades eje Y-Y					
piso	Eoy (m)	Lx(m)	0.15Lx (m)	ey1=eoy + 0.15Lx (m)	ey2=eoy - 0.15Lx(m)
9	-0.36	30.1	4.515	4.155	-4.875
8	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
7	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
6	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
5	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
4	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
3	1.11	30.1	4.515	5.625	-3.405
2	-0.28	30.1	4.515	4.235	-4.795
1	-0.28	30.1	4.515	4.235	-4.795

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.15.3 MOMENTO TORSOR:

**Tabla N° 69:** Tomada de la Tabla N° 57 Fuerzas laterales por piso NEC

PISO	NIVEL (m) $h_i$	NIVEL (m) $h_i^k$	PESO (Ton) $W_i$	$W_i * h_i^k$	$F_x$	$F_y=0.3 * F_x$
TAPAGRADA	22.22	22.22	37.207	826.74	20.55	6.17
8	19.70	19.70	267.47	5269.16	130.97	39.29
7	16.85	16.85	375.85	6333.07	157.42	47.23
6	14.00	14.00	375.85	5261.90	130.79	39.24
5	11.15	11.15	375.85	4190.73	104.17	31.25
4	8.30	8.30	375.85	3119.56	77.54	23.26
3	5.45	5.45	375.85	2048.38	50.92	15.27
2	2.6	2.60	375.85	977.21	24.29	7.29
<b>TOTAL</b>			2559.78	28026.75	696.65	209.00

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 70:** Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x

Momentos Torsores Por Piso Sentido x-x					
Piso	$F_y$ (Ton)	$ex_1$ (m)	$ex_2$ (m)	$Mtx_1=F_y * ex_1$ (Ton-m)	$Mtx_2=F_y * ex_2$ (Ton-m)
9	6.17	3.2905	-2.9105	20.302385	-17.957785
8	39.29	2.8505	-3.3505	111.996145	-131.641145
7	47.23	2.9105	-3.2905	137.462915	-155.410315
6	39.24	2.9105	-3.2905	114.20802	-129.11922
5	31.25	2.9105	-3.2905	90.953125	-102.828125
4	23.26	2.9105	-3.2905	67.69823	-76.53703
3	15.27	2.9105	-3.2905	44.443335	-50.245935
2	7.29	3.0705	-3.1305	22.383945	-22.821345

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 71: Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y**

Momentos Torsores Por Piso Sentido Y-Y					
Piso	Fx (Ton)	ey1(m)	ey2(m)	Mty1=Fx*ey1(Ton-m)	Mty2=Fx*ey2(Ton-m)
9	20.55	4.155	-4.875	85.38525	-100.18125
8	130.97	5.625	-3.405	736.70625	-445.95285
7	157.42	5.625	-3.405	885.4875	-536.0151
6	130.79	5.625	-3.405	735.69375	-445.33995
5	104.17	5.625	-3.405	585.95625	-354.69885
4	7.54	5.625	-3.405	42.4125	-25.6737
3	50.92	5.625	-3.405	286.425	-173.3826
2	24.29	4.2350	-4.7950	102.8682	-116.4706

**Elaborado por:** Deysi Parra

#### **6.7.15.4 CHEQUEO PISO BLANDO**

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo 2 2.1.14 cita:

Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

**Tabla N° 72:** Chequeo de piso Blando

Piso	Rigidez x-x	70% Rigidez x-x	%	Chequeo Rigidez x-x	Rigidez y-y	70% Rigidez y-y	%	Chequeo Rigidez y-y
9	395854738.54	277098317	29.33	No es Piso Blando	395854738.54	277098317	29.33	No es Piso Blando
8	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando
7	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando
6	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando
5	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando
4	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	100.00	No es Piso Blando
3	1349676645.84	944773652.1	56.62	No es Piso Blando	1349676645.84	944773652.1	56.62	No es Piso Blando
2	2383535183.88			No es Piso Blando	2383535183.88	1668474629		No es Piso Blando

**Elaborado por:** Deysi Parra

## 6.7.16 ANÁLISIS Y CHEQUEOS DE RESULTADOS

### 6.7.16.1 CHEQUEO DE DEFLEXIONES

En el caso de carga viva + carga muerta, el elemento estructural (viga), debe tener una deflexión máxima admisible estipulado en el ACI Capitulo 9 tabla 9.5 (b) de:

$$dm_{\text{máx}} = \frac{l}{240}$$

Dónde:

$d_{\text{máx}}$  = deflexión máxima

$l$  = Longitud del elemento estructura

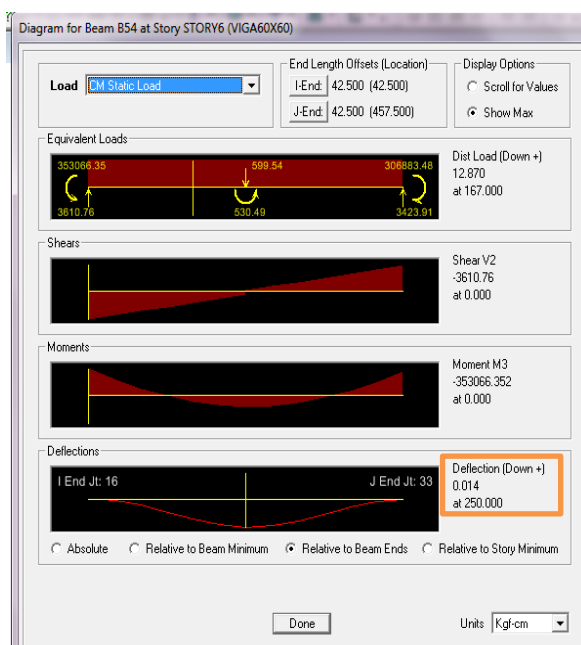


Gráfico N° 33 Longitud crítica

En el cuadro de deflexiones se puede observar que la deflexión máxima producida ha sido de 0.014 cm a una distancia de 250 cm desde el extremo izquierdo. La longitud de esta viga es de 5.00 m = 500 cm

$$dm_{\text{máx}} = \frac{500}{240}$$

$$dm_{\text{máx}} = 2.083 \text{ cm}$$

$$dm_{\text{máx}} > d$$

$$2.083 \text{ cm} > 0.014 \text{ cm OK}$$

De la misma manera se debe realizar para el chequeo de deflexiones en el resto de la estructura.

**Tabla N° 73: RESUMEN DE DEFLEXIONES CRÍTICAS**

RESUMEN DE DEFLEXIONES CRÍTICAS								
Viga Eje	Tramo			Deflexión	Longitud	Deflexión	Deflexión	Chequeo
				crítica en el Piso		Máxima (cm)	de la Viga	
1´	D	-	E	2	5	2.083	0.013	OK
1	D	-	E	6	5	2.083	0.017	OK
1	E	-	F	6	4.1	1.708	0.006	OK
2	B	-	D	2	8.2	3.417	0.258	OK
2	D	-	E	1	5	2.083	0.011	OK
3	B	-	D	2	8.2	3.417	0.297	OK
4	D	-	E	6	5	2.083	0.014	OK
4	E	-	F	6	4.1	1.708	0.007	OK
A	4	-	3	6	6	2.500	0.034	OK
A	2	-	1	3	5	2.083	0.013	OK
B	4	-	5	6	6	2.500	0.052	OK
B	3	-	2	2	5	2.083	0.019	OK
B	2	-	1	3	5	2.083	0.02	OK
C	4	-	1	2	16	6.667	0.378	OK
D	4	-	3	3	6	2.5	0.043	OK
D	2	-	1	6	5	2.083	0.025	OK
E	4	-	3	6	6	2.500	0.056	OK
E	3	-	2	9	5	2.083	0.024	OK
F	4	-	3	6	6	2.500	0.051	OK
F	2	-	1	7	5	2.083	0.023	OK
G	4	-	3	6	6	2.500	0.051	OK
G	2	-	1	6	5	2.083	0.023	OK
H	4		3	6	6	2.500	0.034	OK
H	2		1	6	5	2.083	0.016	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra



### 6.7.16.2 CHEQUEO DE DERIVAS

La fuente que se obtuvo la siguiente información es del Capítulo 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , se presentan en la Tabla N° 74, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

**Tabla N° 74:** Valores de  $\Delta_M$  máximos

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción

- CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Debido a que en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico, se enfatiza este requisito a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. 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. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizara secciones agrietadas.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizara el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas ( $\Delta_E$ ), sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularan, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos torsionales y los efectos P-D. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

Lo estipulado en el capítulo 2 ítem 2.7.8.3 de la NEC: Límites de la deriva. El valor de la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

$R$  factor de reducción de resistencia.

$\Delta_M$  No puede superar los valores establecidos en la tabla N°74.

Para el estudio presente chequeamos los desplazamientos de la estructura como se hizo en la pág. 100:

El Etabs presenta las derivas calculadas. Se debe chequear únicamente DRIFT-X, ya que en la deformada, se escogió analizar Carga de Sismo

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 23					
File					
	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
	STORY9	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	STORY8	0.028998	0.003377	0.001026	0.000087
	STORY7	0.026073	0.003128	0.001380	0.000173
	STORY6	0.022139	0.002636	0.001650	0.000249
	STORY5	0.017436	0.001927	0.001806	0.000293
	STORY4	0.012290	0.001092	0.001875	0.000292
	STORY3	0.006945	0.000260	0.001627	0.000146
	STORY2	0.002309	-0.000157	0.000759	0.000052
	STORY1	0.000335	-0.000022	0.000129	0.000008

**Gráfico N° 34** Derivas de cada piso

Nota: Las derivas en el Story 9 son 0.000 porque este nudo no avanza hasta ese nivel. Si se verifica la deriva del Story 1, se puede observar que se obtuvo un valor de 0.000129, que el ETABS, calcula a través del desplazamiento DISP-X, dividido entre la altura del piso.

El valor de  $\Delta 1 = 0.000129$ , es el valor de la deriva de piso que se ha obtenido en el modelo en ETABS. Este valor se debe chequear con el establecido del NEC (Indicado en la pág. 147).

$$\Delta_{\text{máx}} \geq \Delta 1$$

$$0.02 \geq 0.000129$$

De acuerdo al Comité VISION 2000, el valor que se analiza está dentro de la clasificación de OPERACIONAL que se encuentra especificado en la pág. 98.

Obtenemos del programa Etabs la tabla de Resúmenes de **Derivas Máximas** de la estructura:

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY9	Max Drift X	CSX	23192	23450.000	11000.000	20820.000	0.002299	
STORY9	Max Drift Y	CSX	23118	25500.000	9453.333	20820.000		0.000050
STORY9	Max Drift X	CSY	23192	23450.000	11000.000	20820.000	0.000123	
STORY9	Max Drift Y	CSY	23115	12300.000	9453.333	20820.000		0.004196
STORY8	Max Drift X	CSX	23107-4	16100.000	8100.000	15735.000	0.003026	
STORY8	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9453.333	18300.000		0.000319
STORY8	Max Drift X	CSY	23426	6170.000	0.000	18300.000	0.000076	
STORY8	Max Drift Y	CSY	23211-1	16100.000	6210.000	15735.000		0.004665
STORY7	Max Drift X	CSX	23137-3	17300.000	9450.000	14025.000	0.003432	
STORY7	Max Drift Y	CSX	23012	0.000	14333.333	15450.000		0.000569
STORY7	Max Drift X	CSY	23894	23450.000	-1100.000	15450.000	0.000120	
STORY7	Max Drift Y	CSY	23109-1	14000.000	6000.000	12885.000		0.004984
STORY6	Max Drift X	CSX	23066	12300.000	17100.000	12600.000	0.003746	
STORY6	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9453.333	12600.000		0.000750
STORY6	Max Drift X	CSY	23894	23450.000	-1100.000	12600.000	0.000153	
STORY6	Max Drift Y	CSY	23137-3	17300.000	9450.000	11175.000		0.005131
STORY5	Max Drift X	CSX	23066	12300.000	17100.000	9750.000	0.003874	
STORY5	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9453.333	9750.000		0.000833
STORY5	Max Drift X	CSY	23894	23450.000	-1100.000	9750.000	0.000172	
STORY5	Max Drift Y	CSY	23119	29550.000	9453.333	9750.000		0.005054
STORY4	Max Drift X	CSX	23066	12300.000	17100.000	6900.000	0.003833	
STORY4	Max Drift Y	CSX	23112	0.000	9453.333	6900.000		0.000626

**Gráfico N° 35** Derivas Máximas con secciones del CEC

**Tabla N° 75** Resumen de Derivas Máximas con secciones del CEC

TABLA DE RESUMEN DE DERIVAS MÁXIMAS							
PISO	Item	CARGA	Deriva X-X	Deriva Y-Y	Deriva máx	Chequeo	Clasificación según Comité VISION 2000
STORY9	Max Drift X	CSX	0.002299		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift Y	CSX		0.00005	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift X	CSY	0.000123		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY9	Max Drift Y	CSY		0.004196	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift X	CSX	0.003026		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift Y	CSX		0.000319	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift X	CSY	0.000076		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY8	Max Drift Y	CSY		0.004665	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift X	CSX	0.003432		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift Y	CSX		0.000569	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift X	CSY	0.00012		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY7	Max Drift Y	CSY		0.004984	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift X	CSX	0.003746		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift Y	CSX		0.00075	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift X	CSY	0.000153		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY6	Max Drift Y	CSY		0.005131	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift X	CSX	0.003874		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift Y	CSX		0.000833	0.02	OK	OPERACIONAL

STORY5	Max Drift X	CSY	0.000172		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY5	Max Drift Y	CSY		0.005054	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift X	CSX	0.003833		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift Y	CSX		0.000828	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift X	CSY	0.000181		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY4	Max Drift Y	CSY		0.004866	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift X	CSX	0.00305		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift Y	CSX		0.00044	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift X	CSY	0.00016		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY3	Max Drift Y	CSY		0.004035	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift X	CSX	0.001325		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift Y	CSX		0.0001	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift X	CSY	0.000073		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY2	Max Drift Y	CSY		0.001924	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift X	CSX	0.000131		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift Y	CSX		0.000011	0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift X	CSY	0.000006		0.02	OK	OPERACIONAL
STORY1	Max Drift Y	CSY		0.000209	0.02	OK	OPERACIONAL

**Elaborado por:** Deysi Parra

Las derivas elásticas de la estructura con los desplazamientos del programa Etabs serían:

#### **Sismo en X**

$$\Delta_E = \frac{U_{X8} - U_{X7}}{h}$$

$$\Delta_E = \frac{61.63 \text{ mm} - 53.93 \text{ mm}}{2850 \text{ mm}}$$

$$\Delta_E = 0.0027$$

#### **Sismo en Y**

$$\Delta_E = \frac{U_{Y8} - U_{Y7}}{h}$$

$$\Delta_E = \frac{85.61\text{mm} - 73.45\text{mm}}{2850\text{mm}}$$

$$\Delta_E = 0.0042$$

### Derivas elásticas calculadas

Tabla N° 76 Derivas por piso en X con La NEC

DERIVAS POR PISO SISMO EN X					
Nv.	N. PISO	Δ h (m)	OutputCase	UX	DERIVA
			Text	mm	
-1.4	1	2.6	CSX	0.33	0.0001
1.2	2	2.6	CSX	3.78	0.0013
4.05	3	2.85	CSX	12.21	0.0030
6.9	4	2.85	CSX	23	0.0038
9.75	5	2.85	CSX	33.91	0.0038
12.6	6	2.85	CSX	44.46	0.0037
15.45	7	2.85	CSX	53.93	0.0033
18.3	8	2.85	CSX	61.63	0.0027

Elaborado por: Deysi Parra

Tabla N° 77 Derivas por piso en Y con la NEC

DERIVAS POR PISO SISMO EN Y					
Nv.	N. PISO	Δ h (m)	CaseType	UY	DERIVA
			Text	mm	
-1.4	1	2.6	LinStatic	0.54	0.00021
1.2	2	2.6	LinStatic	5.54	0.00192
4.05	3	2.85	LinStatic	17.04	0.00404
6.9	4	2.85	LinStatic	30.91	0.00487
9.75	5	2.85	LinStatic	45.31	0.00505
12.6	6	2.85	LinStatic	59.75	0.00507
15.45	7	2.85	LinStatic	73.45	0.00481
18.3	8	2.85	LinStatic	85.61	0.00427

Elaborado por: Deysi Parra

**Derivas elásticas calculadas de la posible solución**

**Tabla N° 78** Derivas por piso en X de la posible solución

Nv.	N. PISO	$\Delta$ h(m)	OutputCase	CaseType	UX	DERIVA
			Text	Text	mm	
-1.4	1	2.6	CSX	LinStatic	0.357	0.0001
1.2	2	2.6	CSX	LinStatic	2.4994	0.0008
4.05	3	2.85	CSX	LinStatic	6.9453	0.0016
6.9	4	2.85	CSX	LinStatic	12.2902	0.0019
9.75	5	2.85	CSX	LinStatic	17.4361	0.0018
12.6	6	2.85	CSX	LinStatic	22.1391	0.0017
15.45	7	2.85	CSX	LinStatic	26.0731	0.0014
18.3	8	2.85	CSX	LinStatic	28.9983	0.0010

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 79** Derivas por piso en Y de la posible solución

Nv.	N. PISO	$\Delta$ h(m)	OutputCase	CaseType	UY	DERIVA
			Text	Text	mm	
-1.4	1	2.6	CSY	LinStatic	0.5697	0.00022
1.2	2	2.6	CSY	LinStatic	3.668	0.00119
4.05	3	2.85	CSY	LinStatic	10.1859	0.00229
6.9	4	2.85	CSY	LinStatic	17.6695	0.00263
9.75	5	2.85	CSY	LinStatic	25.0318	0.00258
12.6	6	2.85	CSY	LinStatic	31.9284	0.00242
15.45	7	2.85	CSY	LinStatic	37.9427	0.00211
18.3	8	2.85	CSY	LinStatic	42.7874	0.00170

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 80** Datos generados en el Centro de Masas del NEC

PISOS		SISMO X	SISMO Y	DERIVA INELASTICA
TAPAGRADA	Xmáx(mm)	63,2	1,75	0,010
	Ymáx(mm)	0,072	94,4	0,016
	Cortante máx V (Ton)	-5,16E+01	1,65E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	-9,79E-03	1,31E+02	

8	Xmáx(mm)	56,77	1,83	0,011
	Ymáx(mm)	2,4	84,01	0,018
	Cortante máx V(Ton)	-3,19E+02	3,68E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	-2,61E-02	1,04E+03	
7	Xmáx(mm)	49,63	1,76	0,014
	Ymáx(mm)	1,629	72,31	0,021
	Cortante máx V(Ton)	-6,17E+02	5,70E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	8,22E-03	2,81E+03	
6	Xmáx(mm)	40,9	1,58	0,015
	Ymáx(mm)	1,93	58,77	0,022
	Cortante máx V(Ton)	-8,73E+02	7,24E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	1,76E-01	5,31E+03	
5	Xmáx(mm)	31,35	1,27	0,016
	Ymáx(mm)	1,47	44,56	0,022
	Cortante máx V(Ton)	-1,10E+03	8,84E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	5,24E-01	8,45E+03	
4	Xmáx(mm)	21,53	0,88	0,015
	Ymáx(mm)	0,93	30,34	0,022
	Cortante máx V(Ton)	-1,27E+03	9,81E-03	
	Momento máx M(Ton/m)	1,03E+00	1,21E+04	
3	Xmáx(mm)	11,86	0,42	0,013
	Ymáx(mm)	0,36	16,63	0,018
	Cortante máx V(Ton)	-1,40E+03	1,04E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,47E+00	1,61E+04	



2	Xmáx(mm)	3,66	0,1	0,006
	Ymáx(mm)	0,039	5,34	0,008
	Cortante máx V(Ton)	-1,52E+03	1,04E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,59E+00	2,01E+04	
1	Xmáx(mm)	0,32	0,0008	0,001
	Ymáx(mm)	0,0065	0,522	0,001
	Cortante máx V(Ton)	-1,58E+03	1,04E-02	
	Momento máx M(Ton/m)	1,58E+00	2,42E+04	

**Elaborado por:** Deysi Parra

### 6.7.11 CONCLUSIONES

Como se puede observar los factores que son similares para las normas analizadas en la fórmula del cortante basal son: factor de importancia y uso ( $I=1$ ), el factor de zonas sísmica ( $Z=0,4$ ), factores de forma ( $\phi_p=0,9$  y  $\phi_e=0,81$ ), entonces los valores que cambian sustancialmente el valor del cortante basal, son el factor de reducción de respuesta sísmica ( $R$ ) donde se puede observar que para la nueva norma este valor ha sido reducido de 12 a 6 para el caso de estructuras de hormigón con muros de corte.

Mientras que el otro factor es la aceleración espectral ( $S_a$  para la NEC y  $C$  para la CEC) cuyas fórmulas a pesar de ser diferentes guardan ciertas similitudes las cuales serán analizadas posteriormente. Otro valor que hay que tener en cuenta es el período fundamental de la estructura que tiene diferencias en su cálculo, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales, esto se puede evidenciar claramente en la siguiente comparación numérica.

**NEC**

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

$$T = 0.049 * 22.22^{0.75}$$

$$T = 0.50 \text{ seg}$$

**CEC**

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.06 * (22.22)^{3/4}$$

$$T = 0.61 \text{ seg}$$

- El valor de  $C_t$  para el caso de la NEC para un edificio de hormigón con muros son menores que los valores sugeridos por la CEC.
- Los valores de  $\alpha$  de la NEC son diferentes para cada tipo de estructura, mientras que para la CEC este valor es igual para todo tipo de estructura, aunque para las estructuras de hormigón con muros de corte este valor es igual en ambas normas
- De este valor se escoge la fórmula que se usara para la aceleración espectral en la NEC, mientras que para CEC se usa una sola ecuación en la que interviene siempre el periodo.

**NEC**

$$S_a = n * Z * F_a$$

para periodos  $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

para periodos  $T \geq T_c$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.77 \text{ seg} \quad T = 0.50 \text{ seg}$$

$$T \geq T_c \rightarrow 0.50 \text{ seg} \geq 0.77 \text{ seg} \text{ No cumple}$$

Por lo que se toma el valor  $S_a = n * Z * F_a$

Que es la máxima aceleración espectral

**CEC**

$$C = \frac{1.25 S^S}{T}$$

$$S = 1.2 \text{ suelos intermedios}$$

El valor S depende solamente del tipo de suelo donde se emplazara la estructura, aunque hay que notar que en esta ecuación el periodo fundamental siempre está presente siempre y cuando este valor no exceda el valor de Cm que es la aceleración espectral máxima, que depende del tipo de suelo, y como se puede ver para el caso en estudio es:

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.61}$$

$$C = 2.53$$

$$C \leq C_m \rightarrow 2.53 \leq 3$$

- Como se puede ver el valor del periodo en la NEC influye ya que este valor al ser bajo debido al tipo de estructuración se toma el valor máximo de aceleración espectral, dejando de lado el periodo fundamental de la estructura, por otro lado en la CEC este valor si depende del periodo fundamental, que es mayor y hace que la aceleración espectral sea menor y que esta esté fuera de los valores máximos de aceleración espectral

Para el factor de R en la NEC es de 6 para estructuras de hormigón con diafragmas

Para el factor de R en la CEC de 12 para estructuras de hormigón con diafragmas

El denominador R de la CEC es claramente mayor en comparación a su similar de la NEC, lo que le convierte en un valor aun para la gran diferencia que existe entre las dos normas estudiadas. Ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC-2002, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma.

Este análisis tiene como objetivo determinar cuáles son las diferencias y similitudes que estas dos normas tienen, haciendo énfasis en el análisis estático y análisis espectral, tomando como punto de comparación el análisis del edificio diferenciando resultados como momentos generados en la estructura, fuerza de corte en la base de la estructura, y derivas por pisos.

A continuación se presentan las deformaciones sísmicas, para ver si se cumple con las disposiciones de la norma. En las tablas que se presentan: El drift es la deformación relativa en la dirección de análisis y se calcula como el cociente entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso, este valor no debe ser mayor que 0.02 para que se cumpla con la norma, la misma que establece que el valor de la deriva máxima inelástica  $\Delta_m$  de cada piso debe calcularse mediante:

Para el CEC  $\Delta_m = \Delta_E * R$  ; Para la NEC  $\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$

Donde  $\Delta_m$  máximo es igual a 0.02 según la norma.

**Tabla N° 81** Comparación entre Drift (Ver pág.158)

PISO	CARGA	CEC		NEC		Deriva máx	Chequeo
		Drift X-X	Drift Y-Y	Drift X-X	Drift Y-Y		
STORY9	CSX	0.000971		0.002299		0.02	OK
STORY9	CSX		0.000021		0.000005	0.02	OK
STORY9	CSY	0.000052		0.000123		0.02	OK
STORY9	CSY		0.001773		0.004196	0.02	OK
STORY8	CSX	0.001279		0.003026		0.02	OK
STORY8	CSX		0.000135		0.000319	0.02	OK
STORY8	CSY	0.000032		0.000076		0.02	OK
STORY8	CSY		0.001971		0.004665	0.02	OK
STORY7	CSX	0.00145		0.003432		0.02	OK
STORY7	CSX		0.000241		0.000569	0.02	OK
STORY7	CSY	0.000051		0.00012		0.02	OK
STORY7	CSY		0.002106		0.004984	0.02	OK
STORY6	CSX	0.001583		0.003746		0.02	OK
STORY6	CSX		0.000317		0.000075	0.02	OK
STORY6	CSY	0.000065		0.000153		0.02	OK
STORY6	CSY		0.002168		0.005131	0.02	OK
STORY5	CSX	0.001637		0.003874		0.02	OK
STORY5	CSX		0.000352		0.000833	0.02	OK
STORY5	CSY	0.000073		0.000172		0.02	OK
STORY5	CSY		0.002136		0.005054	0.02	OK
STORY4	CSX	0.00162		0.003833		0.02	OK
STORY4	CSX		0.00035		0.000828	0.02	OK
STORY4	CSY	0.000077		0.000181		0.02	OK
STORY4	CSY		0.002056		0.004866	0.02	OK
STORY3	CSX	0.001289		0.00305		0.02	OK
STORY3	CSX		0.000186		0.000044	0.02	OK
STORY3	CSY	0.000068		0.00016		0.02	OK
STORY3	CSY		0.001705		0.004035	0.02	OK
STORY2	CSX	0.00056		0.001325		0.02	OK
STORY2	CSX		0.000042		0.0001	0.02	OK
STORY2	CSY	0.000031		0.000073		0.02	OK
STORY2	CSY		0.000813		0.001924	0.02	OK
STORY1	CSX	0.000055		0.000131		0.02	OK
STORY1	CSX		0.000005		0.000011	0.02	OK
STORY1	CSY	0.000002		0.000006		0.02	OK
STORY1	CSY		0.000088		0.000209	0.02	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

**COMPARACIÓN ENTRE LAS DERIVAS ELASTICAS DE PISO  
CALCULADAS CON LOS DESPLAZMIENTOS DEL PROGRAMA  
ETABS**

**Tabla N° 82** Comparación de Derivas por piso en X

			<b>CEC</b>	<b>NEC</b>
<b>Nv.</b>	<b>N. PISO</b>	<b>Δ h (m)</b>	<b>DERIVA</b>	<b>DERIVA</b>
-1.4	1	2.6	0.000055	0.0001
1.2	2	2.6	0.000560	0.0008
4.05	3	2.85	0.001250	0.0016
6.9	4	2.85	0.001547	0.0019
9.75	5	2.85	0.001670	0.0018
12.6	6	2.85	0.001564	0.0017
15.45	7	2.85	0.001405	0.0014
18.3	8	2.85	0.001141	0.0010

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 83** Comparación de Derivas por piso en Y

			<b>CEC</b>	<b>NEC</b>
<b>Nv.</b>	<b>N. PISO</b>	<b>Δ h</b>	<b>DERIVA</b>	<b>DERIVA</b>
-1.4	1	2.6	0.00009	0.00022
1.2	2	2.6	0.00101	0.00119
4.05	3	2.85	0.00167	0.00229
6.9	4	2.85	0.00157	0.00263
9.75	5	2.85	0.00157	0.00258
12.6	6	2.85	0.00165	0.00242
15.45	7	2.85	0.00168	0.00211
18.3	8	2.85	0.00170	0.00170

**Elaborado por:** Deysi Parra

**DERIVAS INELASTICAS CALCULADAS CON LOS  
DESPLAZAMIENTOS DEL PROGRAMA**

**NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION**

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta E$$

Dónde:

R: Factor de reducción de respuesta estructural; R= 6

$\Delta E$ = Desplazamientos elásticos

h = altura;

**Tabla N° 84** Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN X

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.00012692	0.00057	OK
1.2	2	0.00132692	0.00597	OK
4.05	3	0.00295789	0.01331	OK
6.9	4	0.00378596	0.01704	OK
9.75	5	0.00382807	0.01723	OK
12.6	6	0.00370175	0.01666	OK
15.45	7	0.00332281	0.01495	OK
18.3	8	0.00270175	0.01216	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 85** Derivas por piso calculadas NEC SISMO EN Y

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.000208	0.00093	OK
1.2	2	0.001923	0.00865	OK
4.05	3	0.004035	0.01816	OK
6.9	4	0.004867	0.02190	Reestructurar
9.75	5	0.005053	0.02274	Reestructurar
12.6	6	0.005067	0.02280	Reestructurar
15.45	7	0.004807	0.02163	Reestructurar
18.3	8	0.004267	0.01920	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

## DERIVAS INELASTICAS DE LA POSIBLE SOLUCION

**Tabla N° 86** Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN X

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.00013731	0.00062	OK
1.2	2	0.00082400	0.00371	OK
4.05	3	0.00155996	0.00702	OK
6.9	4	0.00187540	0.00844	OK
9.75	5	0.00180558	0.00813	OK
12.6	6	0.00165018	0.00743	OK
15.45	7	0.00138035	0.00621	OK
18.3	8	0.00102639	0.00462	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 87** Derivas Inelásticas por piso calculadas NEC SISMO EN Y

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.000219	0.00099	OK
1.2	2	0.001192	0.00536	OK
4.05	3	0.002287	0.01029	OK
6.9	4	0.002626	0.01182	OK
9.75	5	0.002583	0.01162	OK
12.6	6	0.002420	0.01089	OK
15.45	7	0.002110	0.00950	OK
18.3	8	0.001700	0.00765	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

## DERIVAS INELASTICAS CALCULADAS CON LOS DESPLAZAMIENTOS DEL PROGRAMA

### CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION (CEC)

$$\Delta_M = R * \Delta E$$

Dónde:

R: Factor de reducción de respuesta estructural; R=12

$\Delta E$ = Desplazamientos elásticos



h = altura

**Tabla N° 88** Derivas por piso calculadas CEC SISMO EN X

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.00005523	0.0007	OK
1.2	2	0.00056012	0.0067	OK
4.05	3	0.00125021	0.0150	OK
6.9	4	0.00154688	0.0186	OK
9.75	5	0.00166961	0.0200	OK
12.6	6	0.00156439	0.0188	OK
15.45	7	0.00140509	0.0169	OK
18.3	8	0.00114130	0.0137	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 89** Derivas por piso calculadas CEC SISMO EN Y

NIVEL	N°Pisos	$\Delta E$	$\Delta M$	Verificando
-1.4	1	0.000088	0.0011	OK
1.2	2	0.001005	0.0121	OK
4.05	3	0.001670	0.0200	OK
6.9	4	0.001565	0.0188	OK
9.75	5	0.001574	0.0189	OK
12.6	6	0.001649	0.0198	OK
15.45	7	0.001680	0.0202	OK
18.3	8	0.001698	0.0204	OK

**Elaborado por:** Deysi Parra

## CALCULO MANUAL DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL EDIFICIO

**Tabla N° 90** Resumen de secciones de Vigas y Columnas

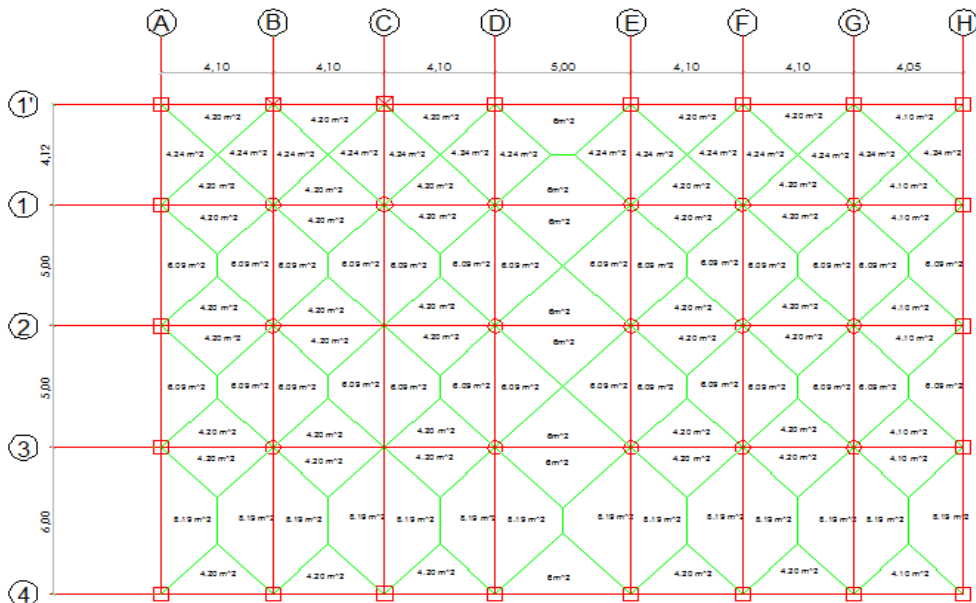
PISOS	CEC		NEC	
	VIGA (m)	COLUMNA(m)	VIGA(m)	COLUMNA(m)
1	0.45X0.55	0.65	0.60X0.65	0.85
2	0.45X0.55	0.65	0.60X0.65	0.85
3	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
4	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
5	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
6	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
7	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
8	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
9	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85

**Elaborado por:** Deysi Parra

### METODO MATRICIAL

#### CARGA DISTRIBUIDA SOBRE LAS VIGAS

La carga distribuida sobre las vigas se obtendrá a partir del mosaico de cargas y en función de áreas. Se toma como punto de partida las cargas de servicio, para luego transformarlas a cargas ultimas.



**Gráfico N° 36** Mosaico de cargas

## CALCULO DE CARGA DEL PORTICO EJE 4

**TRAMO A – B** (Este procedimiento se realiza para todos los pisos y cada vano)

### CARGA MUERTA

$$\begin{array}{r}
 CM = (473.8\text{kg/m}^2 * 4.2 \text{ m}^2) / 4.1\text{m} = 486\text{kg/m} \\
 CMP = 576 \text{ kg/m} \\
 PPV = 0,45\text{m} * 0,55 \text{ m} * 1\text{m} * 2400\text{kg/m}^2 = 594.00 \text{ kg/m} \\
 \hline
 CM = 1,658.00 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

### CARGA VIVA

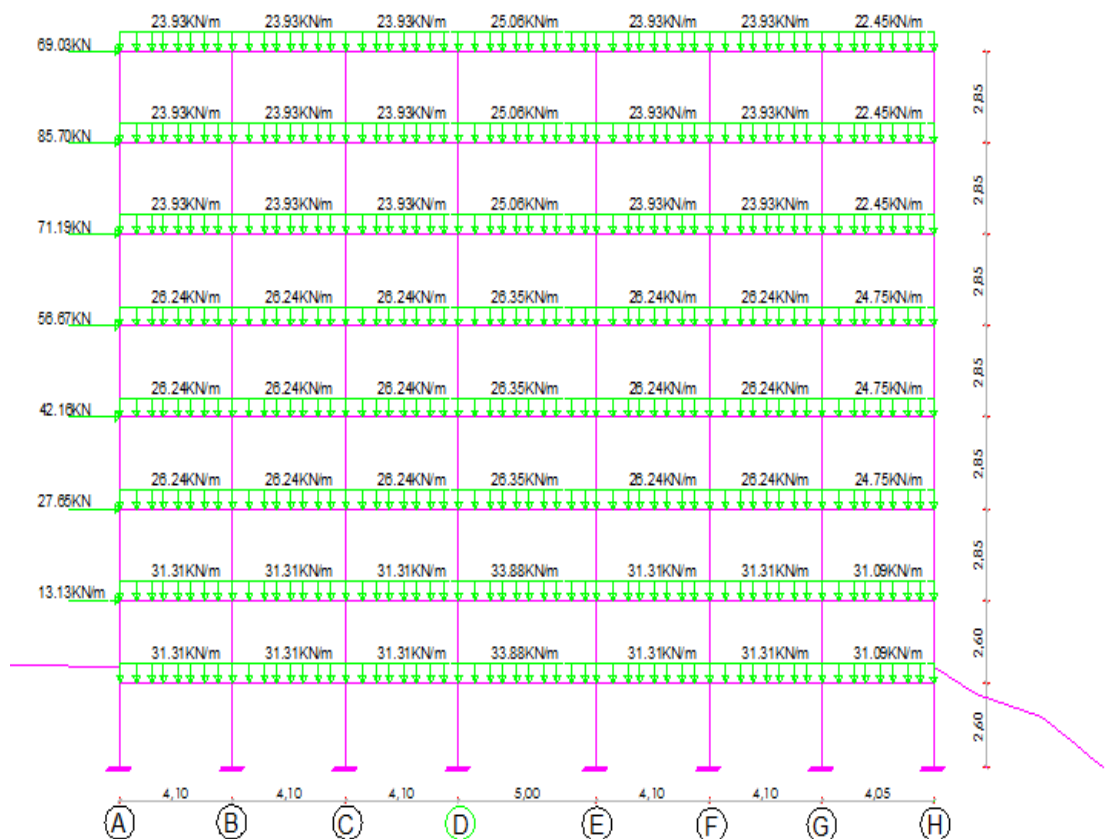
$$CV = (500 \text{ kg/m}^2 * 4.2 \text{ m}^2) / 4.10 \text{ m} = 512.19 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.4 * (1,658.00 \text{ kg/m}) + 1.7 (512.19 \text{ kg/m})$$

$$U = 3191.92 \text{ kg/m}$$

$$U = 31.31 \text{ KN/m}$$

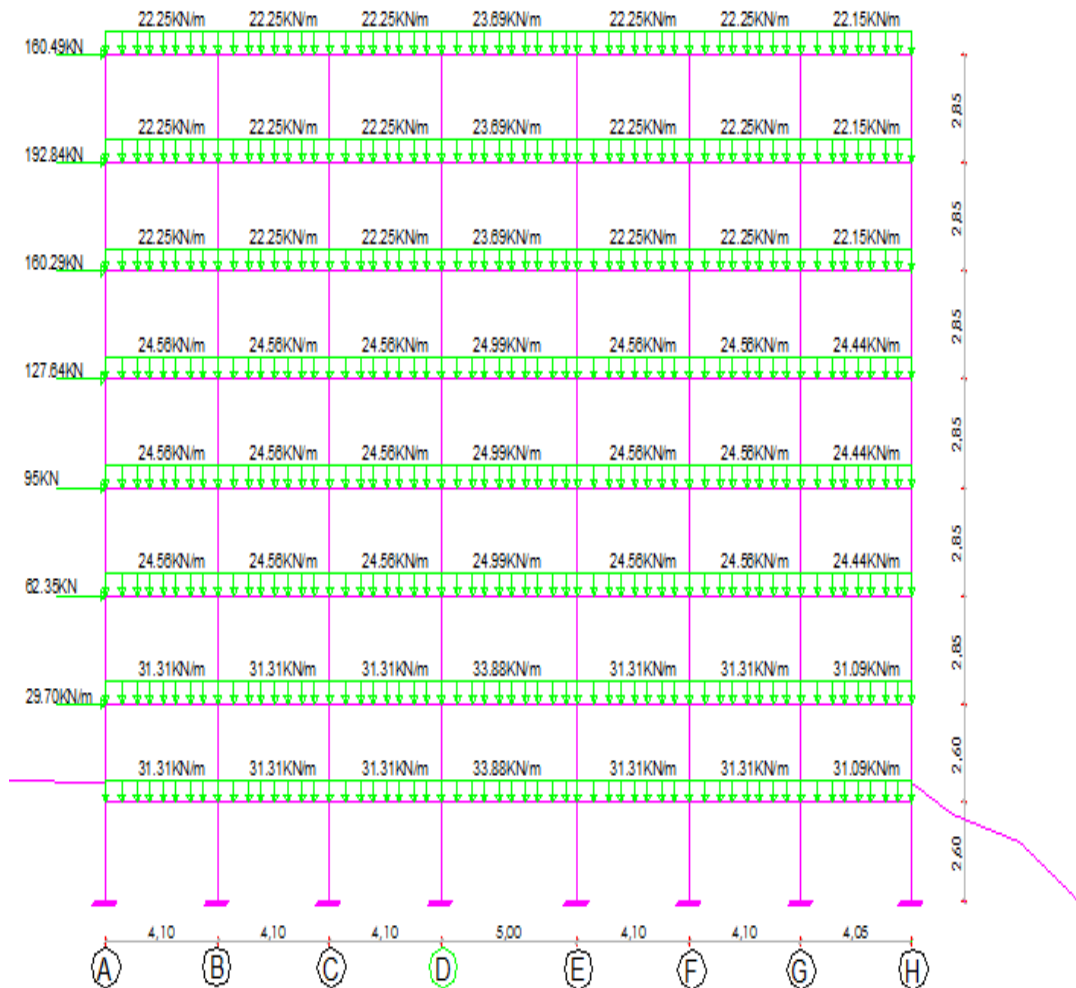


**Gráfico N° 37** Fuerzas actuantes sobre el pórtico Eje 4 CEC

**Tabla N° 91** Resumen de Cargas CEC

PISO	LONGITUD (m)	CARGA (Q) KN/m <sup>2</sup>
1-2	4.1	31.3
	5	33.88
	4.05	31.09
3-4-5	4.1	26.24
	5	26.35
	4.05	24.75
6-7-8	4.1	23.93
	5	25.06
	4.05	22.45

**Elaborado por:** Deysi Parra



**Gráfico N° 38** Fuerzas actuantes sobre el pórtico Eje 4 NEC

**Tabla N° 92** Resumen de Cargas NEC

PISO	LONGITUD (m)	CARGA (Q) KN/m <sup>2</sup>
1-2	4.1	31.3
	5	33.88
	4.05	31.09
3-4-5	4.1	24.56
	5	25.99
	4.05	24.44
6-7-8	4.1	22.25
	5	23.69
	4.05	22.15

**Elaborado por:** Deysi Parra

## **CÁLCULO MATRICIAL**

Para el cálculo matricial por el método de la rigidez primero se enumerará los elementos del pórtico es decir las columnas y las vigas. En este caso C1 significa columna 1 y de la misma manera V1 significa viga 1.

Posteriormente se enumerará los nudos existentes en el pórtico, debe enumerarse cada nudo de la estructura (incluyendo los apoyos) de un modo secuencial, partiendo de 1 y continuando de uno en uno. Entonces un elemento será identificado por los dos números en sus extremos.

Y a continuación se procederá a numerar el grado de libertad de los nudos, es decir el número total de desplazamientos desconocidos en los nudos de la estructura. En nuestro caso como es un pórtico plano cada nudo tendrá 3 grados de libertad (dos lineales y 1 rotacional)

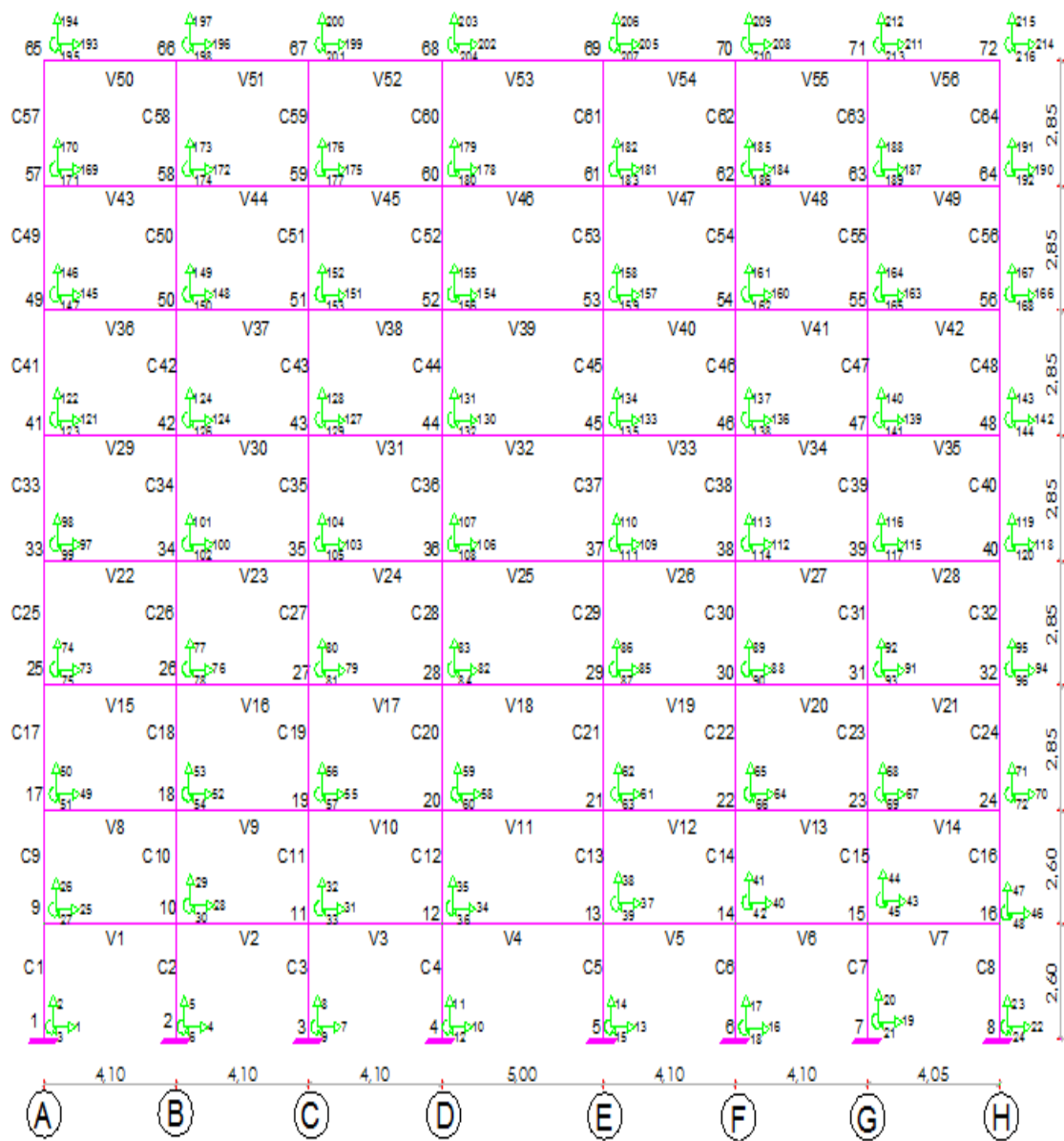


Gráfico N° 39 Sistema de coordenadas

Grados de libertad restringidos en los nudos: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8.

En la ecuación matricial  $[F] = [K][\Delta]$  representan respectivamente:

$[F]$  = el vector fuerza generalizada.

$[K]$  = la matriz de rigidez de la estructura.

$[\Delta]$  = el vector desplazamiento generalizado del nudo.

Entonces se tendrá que establecer dichos términos de la ecuación matricial para la estructura analizada.

### MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

La matriz de rigidez K de la estructura está formada por las matrices de rigidez de los elementos individuales de la estructura.

Estas matrices de rigidez de los elementos individuales están en función de E, I y L de cada elemento. Para ello se deberá establecer las propiedades de los elementos individuales (vigas y columnas) del pórtico.

**Tabla N° 93** Resumen de secciones de Vigas y Columnas

PISOS	CEC		NEC	
	VIGA (m)	COLUMNA (m)	VIGA (m)	COLUMNA (m)
1	0.45X0.55	0.65	0.60X0.65	0.85
2	0.45X0.55	0.65	0.60X0.65	0.85
3	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
4	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
5	0.50X0.50	0.65X0.65	0.65X0.65	0.85X0.85
6	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
7	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
8	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85
9	0.40X0.45	0.65X0.65	0.6x0.60	0.85X0.85

**Elaborado por:** Deysi Parra

$$f^c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2400^{1.5} * 0.14 * (240)^{0.5} = 255006.071 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.50E+07 \text{ KN/ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ (Inercia de una sección rectangular)}$$

$$A = b \times h \text{ (Área de una sección rectangular)}$$

$$I = \frac{\pi \times r^4}{4} \text{ (Inercia de una sección circulares)}$$

**Tabla N° 94** Resumen Inercias y Áreas

		SECCIONES (m)	INERCIA	EI	Área (m <sup>2</sup> )
VIGAS	CEC	0.45X0.55	6.24E-03	1.56E+05	0.2475
		0.50X0.50	5.21E-03	1.30E+05	0.25
		0.40X0.45	3.04E-03	7.60E+04	0.18
	NEC	0.60X0.65	1.37E-02	3.43E+05	0.39
		0.60X0.65	1.49E-02	3.72E+05	0.4225
		0.6x0.60	1.08E-02	2.70E+05	0.36
COLUMNAS	CEC	0.65X0.65	1.49E-02	3.72E+05	0.4225
		0.65	8.76E-03	2.23E+04	0.3318
	NEC	0.85X0.85	4.35E-02	1.09E+06	0.7225
		0.85	2.56E-02	6.53E+04	0.5675

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 95** Longitudes de Vigas y Columnas

Longitud (m)	
VIGAS	4.1
	5
	4.05
COLUMNAS	2.6
	2.85

**Elaborado por:** Deysi Parra



## Matriz de Rigidez para Vigas

La matriz de rigidez para elementos viga tiene la siguiente forma:

$$\left[ \mathbf{K} \right] = \begin{pmatrix}
 \mathbf{u}_i & \mathbf{V}_i & \boldsymbol{\theta}_i & \mathbf{u}_j & \mathbf{v}_j & \boldsymbol{\theta}_j \\
 AE/L & 0 & 0 & -AE/L & 0 & 0 \\
 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\
 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\
 -AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 & 0 \\
 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\
 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L
 \end{pmatrix} \begin{matrix} \mathbf{u}_i \\ \mathbf{v}_i \\ \boldsymbol{\theta}_i \\ \mathbf{u}_j \\ \mathbf{v}_j \\ \boldsymbol{\theta}_j \end{matrix}$$

## Matriz de Rigidez para Columnas

La matriz de rigidez para elementos columnas tiene la siguiente forma:

$$\left[ \mathbf{K} \right] = \begin{pmatrix}
 \mathbf{u}_i & \mathbf{V}_i & \boldsymbol{\theta}_i & \mathbf{u}_j & \mathbf{v}_j & \boldsymbol{\theta}_j \\
 12EI/L^3 & 0 & -6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 0 & -6EI/L^2 \\
 0 & AE/L & 0 & 0 & -AE/L & 0 \\
 -6EI/L^2 & 0 & 4EI/L & 6EI/L^2 & 0 & 2EI/L \\
 -12EI/L^3 & 0 & 6EI/L^2 & 12EI/L^3 & 0 & 6EI/L^2 \\
 0 & -AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 \\
 -6EI/L^2 & 0 & 2EI/L & 6EI/L^2 & 0 & 4EI/L
 \end{pmatrix} \begin{matrix} \mathbf{U}_i \\ \mathbf{V}_i \\ \boldsymbol{\theta}_i \\ \mathbf{U}_j \\ \mathbf{V}_j \\ \boldsymbol{\theta}_j \end{matrix}$$

Las matrices de rigidez de los elementos individuales del pórtico están designadas por un par de subíndices. El primer subíndice indica el extremo del elemento donde las fuerzas pertenecientes a él se evalúan, mientras que el segundo subíndice indica el extremo donde se introducen desplazamientos unitarios.

En la matriz de rigidez de la estructura las submatrices de la diagonal principal representan las rigideces de los nudos, y las submatrices que están fuera de la diagonal principal representan las rigideces de los elementos individuales.

## Vector de Fuerzas

Las reacciones de empotramiento y los momentos flectores

$$Y = \frac{Q * L}{2}$$

$$M = \frac{Q * L^2}{12}$$

**Tabla N° 96** Vectores Fuerza

PISOS	LONGITUD (L)	CEC			NEC		
		CARGA (Q) KN/m <sup>2</sup>	Y KN	M KN-m	CARGA (Q) KN/m <sup>2</sup>	Y KN	M KN-m
1--2	4.1	31.3	64.165	43.846	31.3	64.165	43.846
	5	33.88	84.7	70.583	33.88	84.700	70.583
	4.05	31.09	62.95725	42.496	31.09	62.957	42.496
3--4--5	4.1	26.24	53.792	36.758	24.56	50.348	34.404
	5	26.35	65.875	54.896	25.99	64.975	54.146
	4.05	24.75	50.11875	33.830	24.44	49.491	33.406
6--7--8	4.1	23.93	49.0565	33.522	22.25	45.613	31.169
	5	25.06	62.65	52.208	23.69	59.225	49.354
	4.05	22.45	45.46125	30.686	22.15	44.854	30.276

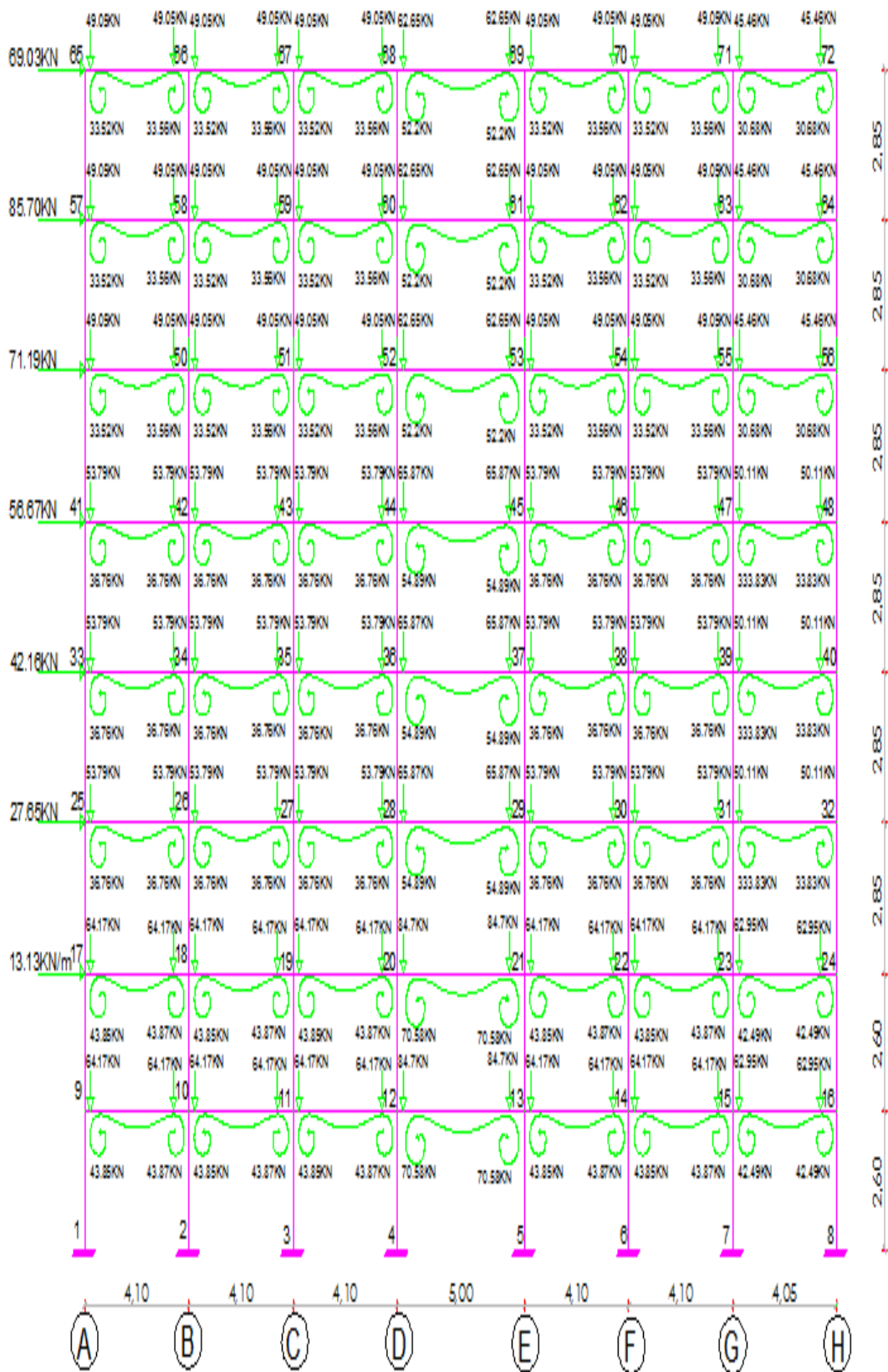
**Elaborado por:** Deysi Parra

Dónde:

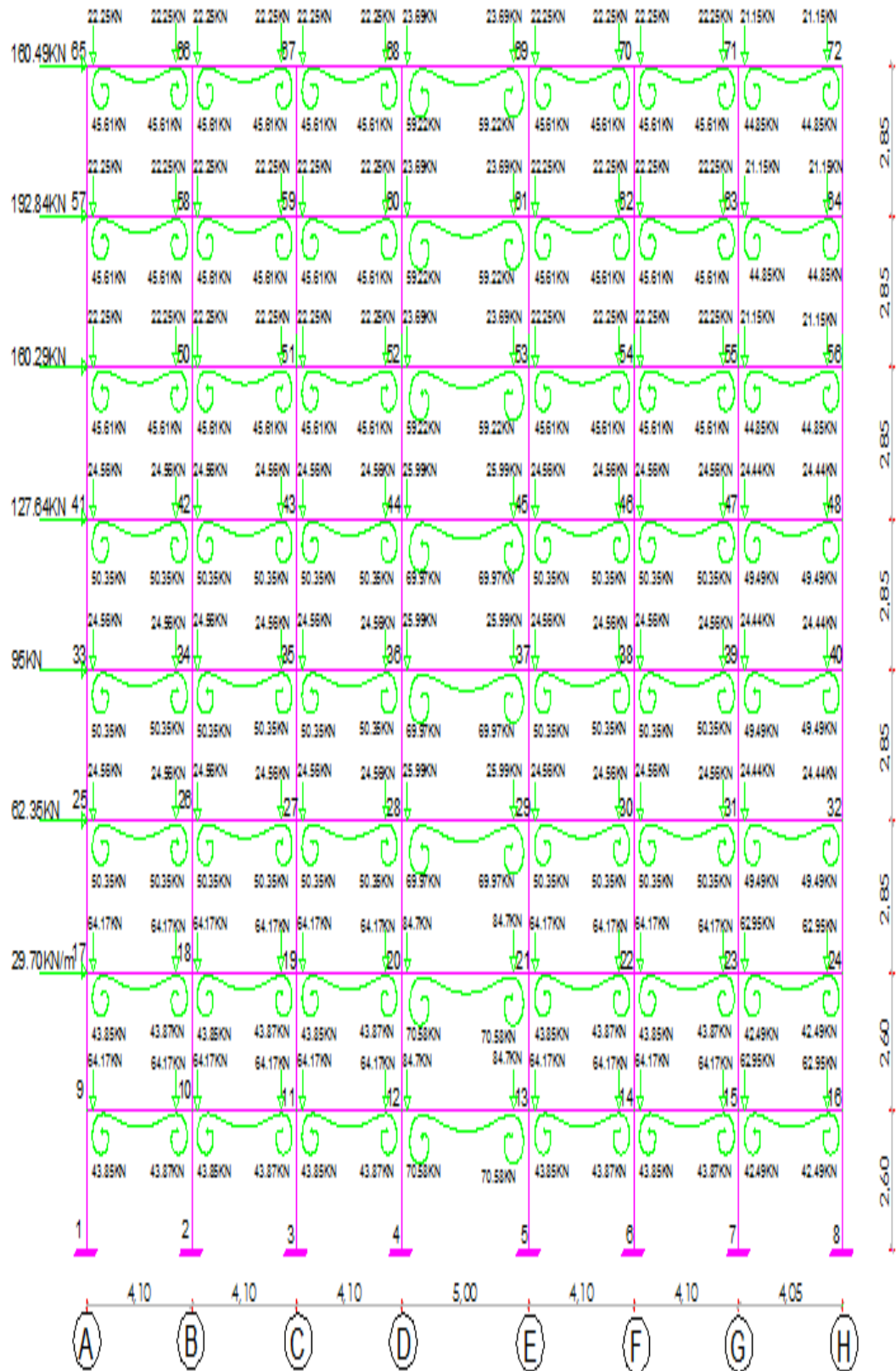
Q: Carga distribuida

Y: Reacciones de empotramiento

M: Momento Flectores



**Gráfico N° 40.** Reacciones de empotramiento causado por las cargas sobre los miembros (CEC)



**Gráfico N° 41.** Reacciones de empotramiento causado por las cargas sobre los miembros (NEC)

El vector fuerza está formado por las fuerzas que intervienen en los nudos existentes en el pórtico.

$$[F]= \begin{bmatrix} F1 \\ F2 \\ F3 \\ F4 \\ F5 \\ F6 \\ F7 \\ F8 \\ F9 \\ F10 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ F72 \end{bmatrix}$$

Cada vector fuerza que actúa en 1 nudo tiene 3 componentes según la dirección en la que actúan en el nudo, en el sentido X, sentido Y o Momento generado.

Debido a que la estructura se encuentra empotrada al suelo los nudos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, no tienen vectores fuerza debido a que no pueden desplazarse.

$$[F]= \begin{bmatrix} X \\ Y \\ M \end{bmatrix}$$

Vector Fuerza en el nudo 17:

$$[F17]= \begin{bmatrix} 29.7 \text{ KN} \\ -64.17 \text{ KN} \\ 43.85 \text{ KN*m} \end{bmatrix}$$

Y así se forma los Vectores Fuerza para todos los nudos de la estructura  
Luego de haber ensamblado la matriz de rigidez y el vector fuerza de la estructura se procederá a establecer la ecuación matricial de la estructura.

Para realizar la solución matricial de la estructura se deberá eliminar las filas y columnas en donde exista restricción de movimiento.

**En la ecuación matricial:**

$$[F] = [K] * [\Delta].$$

**Solución matricial d la estructura:**

$$[\Delta] = [K]^{-1} * [F]$$

**Tabla N° 97** Resultados de la Solución Matricial del CEC

PISO	NIVEL	$\Delta$ (mm)
8	18.3	25.4
7	15.45	21.89
6	12.6	17.89
5	9.75	13.27
4	6.9	8.93
3	4.05	4.78
2	1.2	1.03
1	-1.4	0.10

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 98** Comparación de los desplazamientos CEC

	DESPLAZAMIENTOS (mm)							
	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1
METODO DE LA RIGIDEZ	25.4	21.89	17.89	13.27	8.93	4.78	1.03	0.10
MODELACION EN EL ETAPS	26.04	22.79	18.78	14.33	9.57	5.16	1.59	0.14

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 99** Calculo de la Deriva elástica de piso CEC

PISO	NIVEL	$\Delta$ h (m)	$\Delta$ (mm)	Deriva
8	18.3	2.85	25.4	0.00123
7	15.45	2.85	21.89	0.00140
6	12.6	2.85	17.89	0.001621
5	9.75	2.85	13.27	0.001523
4	6.9	2.85	8.93	0.001456
3	4.05	2.85	4.78	0.001316
2	1.2	2.6	1.03	0.000358
1	-1.4	2.6	0.10	0.000038

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 100** Comparación de la Deriva elástica de piso CEC

Pisos	M.Matricial	Etabs
1	0.000038	0.000055
2	0.000358	0.000560
3	0.001316	0.001250
4	0.001456	0.001547
5	0.001523	0.001670
6	0.001621	0.001564
7	0.001404	0.001405
8	0.001232	0.001141

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 101** Resultados de la Solución Matricial del NEC

PISO	NIVEL	$\Delta$ (mm)
8	18.3	60.52
7	15.45	52.51
6	12.6	43.21
5	9.75	32.24
4	6.9	22.01
3	4.05	11.56
2	1.2	2.53
1	-1.4	0.23

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 102** Comparación de los desplazamientos NEC

	DESPLAZAMIENTOS (mm)							
	PISO 8	PISO 7	PISO 6	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1
METODO DE LA RIGIDEZ	60.52	52.51	43.21	32.24	22.01	11.56	2.53	0.23
MODELACION EN EL ETAPS	61.63	53.93	44.46	33.91	23.00	12.21	3.78	0.33

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 103** Calculo de la Deriva elástica de piso NEC

PISO	NIVEL	$\Delta h$	$\Delta$ (mm)	Deriva
8	18.3	2.85	60.52	0.0028
7	15.45	2.85	52.51	0.0033
6	12.6	2.85	43.21	0.0038
5	9.75	2.85	32.24	0.0036
4	6.9	2.85	22.01	0.0037
3	4.05	2.85	11.56	0.0032
2	1.2	2.6	2.53	0.0009
1	-1.4	2.6	0.23	0.001

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 104** Comparación de la Deriva elástica de piso NEC

Pisos	M.Matricial	Etabs
1	0.0001	0.0001
2	0.0009	0.0013
3	0.0032	0.0030
4	0.0037	0.0038
5	0.0036	0.0038
6	0.0038	0.0037
7	0.0033	0.0033
8	0.0028	0.0027

**Elaborado por:** Deysi Parra



Se puede observar que los valores de desplazamiento obtenidos en el último piso de la edificación son similares entre los dos métodos empleados, pues existe una variación mínima entre ellos.

Esta variación se debe a que en el ETABS se considera algunos parámetros que en el método matricial se ignora tales como: tipo de material, módulo de poisson, coeficiente térmico de expansión, módulo de corte, etc. y además en ETABS se trabaja con elementos finitos.

**Tabla N° 105** Comparación de la Deriva de piso NEC y CEC por el M.Matricial.

NIVEL	N°Pisos	CEC		NEC	
		$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta E$	$\Delta M$
-1.4	1	0.000038	0.00046	0.0001	0.00045
1.2	2	0.000358	0.00430	0.0009	0.00405
4.05	3	0.001316	0.01579	0.0032	0.01440
6.9	4	0.001456	0.01747	0.0037	0.01665
9.75	5	0.001523	0.01828	0.0036	0.01620
12.6	6	0.001621	0.01945	0.0038	0.01710
15.45	7	0.001404	0.01685	0.0033	0.01485
18.3	8	0.001232	0.01478	0.0028	0.01260

**Elaborado por:** Deysi Parra

**Tabla N° 106.** Comparación de la Deriva de piso NEC y CEC del Etabs.

NIVEL	N°Pisos	CEC		NEC	
		$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta E$	$\Delta M$
-1.4	1	0.0000552	0.00066	0.00008846	0.00040
1.2	2	0.0005601	0.00672	0.00088462	0.00398
4.05	3	0.0012502	0.01500	0.00316842	0.01426
6.9	4	0.0015469	0.01856	0.00366667	0.01650
9.75	5	0.0016696	0.02004	0.00358947	0.01615
12.6	6	0.0015644	0.01877	0.00384912	0.01732
15.45	7	0.0014051	0.01686	0.00326316	0.01468
18.3	8	0.0011413	0.01370	0.00281053	0.01265

**Elaborado por:** Deysi Parra

Los resultados de las derivas inelásticas del Código Ecuatoriano de la construcción representa a una estructura flexible ya que los valores están aproximadamente cerca al 0.02 que es la deriva inelástica máxima.

La comparación de entre el CEC Y la NEC es que la estructura con la Norma Ecuatoriana de la Construcción siendo que las secciones de columnas y vigas son iguales a las del CEC y los resultados de las deriva de piso inelásticas están similares al Código Ecuatoriano de la Construcción pero la estructura con la Norma Ecuatoriana de la Construcción no cumple, sus elementos estructurales los cuales fallan a corte y torsión.

Realizando una comparación entre la Tabla N° 44 y Tabla N° 80 lo que representa los desplazamientos en cada piso del Centro de Masas CM se observa que los desplazamientos de la NEC son mucho más grandes que el CEC.

En las derivas inelásticas el CEC y la NEC son similares con el sismo en X, pero con el sismo en Y, las derivas son mayores en la NEC a comparación del CEC.

Los Cortantes máximos y Momentos máximos en cada piso los valores on mayores en el CEC que en la NEC

**Tabla N° 107** Comparación de la Deriva de piso CEC y la posible Solución.

NIVEL	N°Pisos	CEC		NEC	
		$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta E$	$\Delta M$
-1.4	1	0.0010054	0.01207	0.00013731	0.00062
1.2	2	0.0016701	0.02004	0.00082400	0.00371
4.05	3	0.0015651	0.01878	0.00155996	0.00702
6.9	4	0.0015744	0.01889	0.00187540	0.00844
9.75	5	0.0016494	0.01979	0.00180558	0.00813
12.6	6	0.0016804	0.02017	0.00165018	0.00743
15.45	7	0.0016978	0.02037	0.00138035	0.00621
18.3	8	0.0000000	0.00000	0.00102639	0.00462

**Elaborado por:** Deysi Parra

Los resultados de las derivas inelásticas de la posible solución que esta diseñada con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) representa a una estructura rigida ya que los valores están muy bajos al 0.02 que es la deriva inelástica máxima.

Para el Modulo Elástico del Hormigón realizando los cálculos se tiene:

NEC:  $E_c = 146268.04 \text{ Kg/cm}^2$  (Ver pág.77)

ACI:  $E_c = 255006.0705 \text{ Kg/cm}^2$  (Ver pág.128)

Realizando una comparación se tiene que el modulo elástico obtenido por la NEC es muy bajo el cual si se lo ocupa la estructura falla por tal motivo se procedió a ocupar el del ACI

Se llegó a determinar que con la Norma Ecuatoriana se obtuvo mayor sección que el que se obtuvo con el Código Ecuatoriano de la Construcción

#### **6.7.12 RECOMENDACIONES**

- Solicitar una aclaración del CEC Y NEC en lo que pasa con sección de acero.

#### **6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA**

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Ing. Msc. Jorge Cevallos como tutor del estudiante Deysi Gabriela Parra Morocho quien realiza la Investigación, como trabajo final de Investigación previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil.

#### **6.9 PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA**

En el desarrollo de la presente investigación se tomó como referencia técnica el Código Ecuatoriano de la Construcción y la Norma Ecuatoriana de la construcción, que ha servido de base para calcular los desplazamientos laterales (derivas de piso).

## C. MATERIALES DE REFERENCIA

### 1.- BIBLIOGRAFÍA.

- CEC - Código Ecuatoriano de la Construcción Parte1 (2001). “Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseños Sismo-Resistente”. Quito. Ecuador
- NEC – Norma Ecuatoriana de la Construcción Capitulo 1 “ Cargas y Materiales”
- Libro d estructuras de GEENNER VILLAREAL
- NEC – Norma Ecuatoriana de la Construcción Capitulo 2 “Peligro Sísmico y Requisitos De Diseño Sismo Resistente ”
- MEDINA, Santiago (2008). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de MAGISTER EN ESTRUCTURAS SISMO-RESISTENTES “Estudio del Pushover como herramienta para la determinación del Desempeño Sísmico de Pórticos Tridimensionales.”
- ACI-318 2005
- <http://estructuras.eia.edu.co/hormigonII/Taller%20de%20hormigon%20II/an%C3%A1lisis%20s%C3%ADsmico/An%C3%A1lisis%20s%C3%ADsmico.htm>
- <http://books.google.com.ec/books?id=2CSO92N2C74C&pg=PA53&lpg=PA53&dq=calculo+de+deriva+de+ piso&source=bl&ots=lqpauQ1tvp&sig=c-gmMqxfkOuutVbdDXKo-uGeMbi&hl=es&sa=X&ei=i0cuUaLDIqT0gHiyIGIAQ&ved=0CEcQ6AEwBA#v=onepage&q=calculo%20de%20deriva%20de%20piso&f=false>

- <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/4538/1/CD-4160.pdf>
- MEDINA Pazmiño, Wilson (1996). Análisis y Diseño Sismoresistente. Universidad Técnica de Ambato.

**ALEXOS**

## ANEXO A

### CARGA VIVA DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

TABLA 4.1 Cargas uniformes y concentradas

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1)	Carga concentrada
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	Kg/m <sup>2</sup>	kg
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7)			
Plataformas de revisión		500	0
Grandes tribunas y Graderíos.			
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

#### NOTAS:

- (1) Véase el Capítulo 6 para reducciones de la carga viva.
- (2) Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.
- (3) Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.
- (4) Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas, y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.
- (5) Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares
- (6) Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.
- (7) Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 kg/m<sup>2</sup>.

## ANEXO B

### REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

En el diseño de columnas, pilares, muros, cimentaciones, celosías, vigas y losas planas, se permiten las reducciones indicadas en la Tabla 6.1, de las cargas vivas unitarias para pisos y cubiertas establecidas en las Tablas 4.1 y 5.1. Esta reducción, o la indicada en la Sección 6.2, predominando la que sea mayor, se pueden tomar en cuenta en el diseño del elemento en análisis.

TABLA 6.1 Reducción de las cargas vivas unitarias totales.

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
más de 10	50

Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m<sup>2</sup>, la carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15 m<sup>2</sup> puede reducirse a razón del 0,8 % por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportada por el elemento. La reducción no debe exceder del 40 % para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solo nivel, del 60% para otros elementos verticales, ni de  $R$ , determinado por la siguiente fórmula:

$$R = 23 \left( 1 + \frac{D}{L} \right)$$

$R$  = reducción, en porcentaje.

$D$  = carga muerta por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

$L$  = carga viva unitaria por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

Para cargas vivas de almacenaje mayores de 500 kg/m<sup>2</sup>, no debe hacerse ninguna reducción, con excepción de las cargas vivas de diseño sobre columnas que pueden reducirse en un 20 %. En garajes para almacenaje de vehículos con capacidad máxima de nueve pasajeros por unidad, la reducción de la carga viva no debe exceder el 40 %.



## ANEXO C

### SOBRECARGAS DE USO (CARGA VIVA) DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

Las sobrecargas mínimas a considerar son las siguientes:

**Tabla A.1. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas,  $L_o$  y concentradas,  $P_o$**

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Almacenes</b>		
<b>Venta al por menor</b>		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
<b>Venta al por mayor. Todos los pisos</b>	6.00	4.50
Armerías y salas de instrucción militar	7.20	
<b>Áreas de Reunión y Teatros</b>		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de Reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Balcones	4.80	
<b>Bibliotecas</b>		
Salas de lectura	2.90	4.50
Estanterías	7.20	4.50
<b>Corredores en pisos superiores a planta baja</b>	4.00	4.50
<b>Bodegas de almacenamiento</b> (serán diseñadas para la mayor carga prevista)	6.00	
Liviana	12.00	
Pesada		
<b>Coliseos</b> (ver estadios y graderíos)		
Comedores y Restaurantes	4.80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm <sup>2</sup>		0.90
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2.00	1.33
<b>Corredores</b>	4.80	
Primer Piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación		
<b>Cubiertas</b>		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	1.00	

Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
<b>Toldos y Carpas</b>	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
<b>Elementos principales expuestos a áreas de trabajo</b>		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		8.90
Todos los otros usos		1.40
<b>Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores</b>		1.40
<b>Departamentos</b> (ver Residencias)		
<b>Edificios de Oficinas</b>		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
<b>Escaleras y Rutas de escape</b>	4.80	
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2.00	
<b>Estadios y Coliseos</b>		
Graderíos	4.80 <sup>d</sup>	
Asientos fijos	3.00 <sup>d</sup>	
<b>Fábricas/Industria/Manufactura</b>		
Livianas	6.00	9.0
Pesadas	12.00	13.40
<b>Garaje</b> (únicamente vehículos para pasajeros)		2.0 <sup>a,b</sup>
Camiones y Buses		a,b
Gimnasios	4.80	
Graderíos para estadios y similares	4.80 <sup>d</sup>	
Hoteles (ver residencias)		
<b>Hospitales</b>		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
<b>Instituciones penales</b>		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm <sup>2</sup> )		1.40
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de Baile	4.80	
Salas de Billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3.60	
<b>Salida de emergencia</b>	4.80	
Únicamente para residencias unifamiliares	2.00	

<b>Sistemas de pisos para circulación</b>		
Para Oficinas	2.40	9.00
Para Centros de Cómputo	4.80	9.00
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0.90
<b>Unidades Educativas</b>		
Aulas	2.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.00	4.50
Corredores primer piso	4.80	4.50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones	12.00	35.60e

<sup>a</sup> Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de la Tabla A1 o para las siguientes cargas concentradas:

(1) Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y

(2) Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.

<sup>b</sup> Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.

<sup>c</sup> Estas cargas se aplican en espacios de almacenamiento de bibliotecas y librerías que soportan anaqueles fijos con doble acceso, sujetos a las siguientes limitaciones: altura máxima de 2300 mm, ancho máximo de 300 mm por lado de acceso y distancia entre anaqueles mayor o igual a 900 mm.

<sup>d</sup> Adicional a las cargas vivas verticales, el diseño incluirá fuerzas horizontales aplicadas a cada fila de asientos, como sigue: 400 N/m en dirección paralela y 150 N/m en dirección perpendicular. Estas fuerzas no serán consideradas en forma simultánea.

<sup>e</sup> La carga concentrada de rueda será aplicada en un área de 100 mm x 100 mm.

<sup>g</sup> Cuando la sobrecarga reducida de cubierta (menor a 1.0 N/m<sup>2</sup>), calculada de conformidad con la sección 1.1.4.1, sea utilizada para el diseño de miembros

estructurales continuos, la sobrecarga se aplicara en dos tramos adyacentes y en tramos alternados para obtener las máximas solicitaciones.

<sup>h</sup> Las cubiertas con propósitos especiales, serán diseñadas con las sobrecargas calculadas apropiadamente. En ningún caso la sobrecarga será menor a las indicadas en esta tabla.

<sup>i</sup> En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

<sup>j</sup> En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionara una sobrecarga de  $1.0 \text{ kN/m}^2$  en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm.

## ANEXO D

### CARGAS GENERALES

Sujeto a las limitaciones de las secciones 1.1.3.2 a 1.1.3.5 los elementos para los que el valor de  $KLL*AT$  es igual o mayor a los 35 m<sup>2</sup>, pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación (1-1):

Dónde: 
$$L=L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{KLLAT}} \right)$$

$L$  sobrecarga distribuida en kN/m<sup>2</sup>, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

$L_o$  sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte, según Tabla A1.

$KLL$  factor de sobrecarga según el elemento de soporte, ver Tabla 1.3.

$AT$  área tributaria en metros cuadrados

$L$  no será menor que:  $0.5L_o$  para elementos que soportan un solo piso; y,  $0.4L_o$  para elementos que soportan dos pisos o más.

**Tabla 1.3. Factor de sobrecarga del elemento de soporte**

Elemento	$K_{LL}^a$
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
Todos los demás elementos no identificados incluyendo: Vigas de borde con losas en volado Vigas en volado Losas en una dirección Losas en dos direcciones Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	1

<sup>a</sup>El valor de  $K_{LL}$  puede ser calculado en lugar de los valores precedentes

## ANEXO E

### MODULO ELASTICO DEL HORMIGON

El módulo de elasticidad para el hormigón,  $E_c$  (GPa), se puede calcular como la raíz cubica del módulo de elasticidad del agregado  $E_a$  (GPa), por la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c$  (MPa) y por el factor 1.15, así:

$$E_c = 1.15 \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Tabla 1.12. Módulos de elasticidad de agregados,  $E_a$

Tipo	Procedencia	$E_a$ (GPa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil – Guayas	67.9
Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil – Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñón)	Chivería – Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

En la Tabla 1.12, se presentan valores típicos del módulo de elasticidad de los agregados  $E_a$ , que se encuentran en el Ecuador.

## ANEXO F

Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

*Perfil tipo S1:* Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo.

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
- b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>), con espesores menores a 20 m y sobre yacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) Arenas densas con número de golpes del SPT:  $N > 50$ , con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT:  $N > 50$ .

*Perfil tipo S2:* Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

*Perfil tipo S3:* Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s, incluyéndose los siguientes casos:

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, $V_s$ (m/s)	Resistencia al corte No drenada, $S_u$ (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25
Duros	400-750	50-100	>40
Muy duros	> 750	100-200	>60