



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE  
HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES  
DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS  
NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR (ES):**

**JORDAN GUSTAVO LAÍNEZ GONZALEZ**

**JOSEPH STEEVEN MORENO POMA**

**TUTOR:**

**ING. RAÚL ANDRÉS VILLOA VERA, MSc.**

**LA LIBERTAD, ECUADOR**

**2025**

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

---

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE  
HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE  
BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA  
MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR:**

**JORDAN GUSTAVO LAÍNEZ GONZALEZ**

**JOSEPH STEEVEN MORENO POMA**

**TUTOR:**

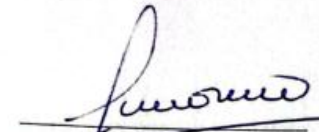
**ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.**

**LA LIBERTAD – ECUADOR**

**2025**

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

## TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



---

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar  
PhD.  
DIRECTOR DE CARRERA



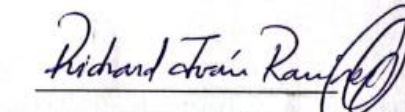
---

Ing. Raúl Villao Vera MSc.  
DOCENTE TUTOR



---

Ing. Vianna Pinoargote Rovello. MSc.  
DOCENTE ESPECIALISTA



---

Ing. Richard Ramirez Palma. MSc  
SECRETARIA DEL TRIBUNAL

## **DEDICATORIA**

Como primer punto a Dios por permitirme llegar hasta este punto, a mi familia, mis padres Jessica y Jorge, abuelos Patricia y Pedro, tíos, hermanas que me han acompañado a lo largo de esta travesía así mismo a mis amigos Justin, Fernando y Axel incondicionales que formaron parte de mi formación académica.

“Dedicatoria”

**Lainez González Jordan Gustavo**

## **DEDICATORIA**

Este trabajo va dirigido primero a Dios por darme salud, fortaleza, ser mi guía y permitirme culminar esta carrera universitaria.

A mis padres por su sacrificio, sus consejos y apoyo constante. A mis hermanos que con sus palabras de aliento me motivan a seguir adelante y cumplir mis objetivos.

“Dedicatoria”

**Moreno Poma Joseph Steeven**

# CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

## CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015"** elaborado por los estudiantes **LAINEZ GONZALEZ JORDAN GUSTAVO Y MORENO POMA JOSEPH STEEVEN**, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un **4 %** de la valoración permitida.

**INFORME DE ANÁLISIS**  
imgplag

**TESIS FINAL LAINEZ - MORENO**  
**3**

**4%**  
Textos sospechosos

- 0% Similitudes
  - 0% Copias y frases similares
  - 0% Palabras o frases repetidas
- 0% Idénticas no reconocidas
- 0% Textos potencialmente generados por IA

Nombre del documento: TESIS FINAL LAINEZ - MORENO.docx  
ID del documento: a2121a617614952a602082a18131a8894  
Tamaño del documento original: 1.5420 KB

Depositante: RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA  
Fecha de depósito: 11/05/2023  
Tipo de carga: manual  
Fecha de fin de análisis: 11/05/2023

Número de palabras: 16.143  
Número de caracteres: 101.960

Ver el informe de análisis en el documento

FIRMA DEL TUTOR

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

C.I.: 0924204290

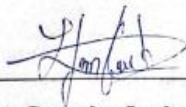
# DECLARACIÓN DE AUTORÍA

## DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **LAINEZ GONZALEZ JORDAN GUSTAVO** y **MORENO POMA JOSEPH STEEVEN**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015"**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente a nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

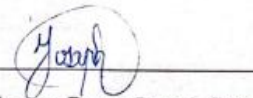
Atentamente,



**Lainez Gonzalez Jordan Gustavo**

**Autor de Tesis**

**C.I. 0928020106**



**Moreno Poma Joseph Steeven**

**Autor de Tesis**

**C.I. 0750863680**

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

## CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

**TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015"**, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por los Sres. LAINEZ GONZALEZ JORDAN GUSTAVO Y MORENO POMA JOSEPH STEEVEN, egresados de la carrera de ingeniería civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

C.I.: 0924204290

# CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

*Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.*  
*Celular: 0962183538*  
*Correo: [bettyruthgomez@educacion.gob.ec](mailto:bettyruthgomez@educacion.gob.ec)*

## CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado "**ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015**", de los estudiantes: **LAÍNEZ GONZALEZ JORDAN GUSTAVO** y **MORENO POMA JOSEPH STEEVEN**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estimen conveniente.

Santa Elena, 11 de Junio del 2025



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.  
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN  
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS  
N° DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

# **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a nuestros docentes y a nuestro tutor, quienes con su guía y conocimiento nos ayudaron a complementar y fortalecer este trabajo de investigación, así mismo a nuestras familias que nos han brindado un apoyo incondicional, a la universidad por habernos brindado la oportunidad de prepararnos para poder enfrentarnos al mundo laboral como es esta carrera de ingeniería civil.

**Laínez González Jordan Gustavo**

**Moreno Poma Joseph Steeven**

# CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN .....	ii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA .....	v
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	vi
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA.....	vii
.....	vii
AGRADECIMIENTOS .....	viii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	34
1.1.    PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	36
1.2.    ANTECEDENTES .....	37
1.3.    HIPÓTESIS .....	39
1.3.1 <i>Hipótesis general</i> .....	39
1.3.2 <i>Hipótesis específica</i> .....	39
1.4.    OBJETIVOS .....	40
1.4.1 <i>Objetivo General</i> .....	40
1.4.2 <i>Objetivos Específicos.</i> .....	40
1.5.    ALCANCE.....	41
1.6.    VARIABLES.....	41
1.6.1 <i>Variables Dependientes</i> .....	41

1.6.2	<i>Variables Independientes</i> .....	41
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO</b> .....		42
2.1.	FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	42
2.2.	SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA ESTRUCTURAS SISMO-RESISTENTES. ....	42
2.2.1	<i>Hormigón Armado.</i> .....	42
2.2.2	<i>Sistema de estructura con muros de corte.</i> .....	42
2.2.3	<i>Sistema de estructura aporticado.</i> .....	43
2.2.4	<i>Sistema de estructura con sistemas mixtos.</i> .....	43
2.2.5	<i>Cimentaciones.</i> .....	43
2.2.6	<i>Columnas.</i> .....	44
2.2.7	<i>Vigas.</i> .....	44
2.2.8	<i>Losas.</i> .....	44
2.2.9	<i>Conexión viga - columna.</i> .....	45
2.3.	SISMICIDAD.....	46
2.3.1	<i>Sismogramas</i> .....	46
2.3.2	<i>Acelerogramas</i> .....	47
2.3.3	<i>Frecuencia y periodo</i> .....	47
2.3.4	<i>Espectros de respuesta sísmica</i> .....	47
2.3.5	<i>Riesgo Sísmico</i> .....	48
2.3.6	<i>Efectos del sismo en edificaciones</i> .....	48
2.4.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO ASCE 7-22	49
2.4.1	<i>Cargas no sísmicas (ASCE 7-22)</i> .....	50

2.4.2	<i>Símbolos y notación</i> .....	50
2.4.3	<i>Carga Muerta: Peso de los materiales</i> .....	50
2.4.4	<i>Carga viva</i> .....	51
2.4.5	<i>Combinación para el diseño por última resistencia</i> .....	52
2.4.6	<i>Cortante Basal</i> .....	52
2.4.7	<i>Factor de Importancia</i> .....	53
2.5.	PERIODO DE VIBRACIÓN T .....	54
2.5.1	<i>Periodo De Vibración T ASCE 7-22</i> .....	54
2.6.	ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN NORMA ASCE 7-22 .....	55
2.6.1	<i>Tipos de Suelo ASCE 7-22</i> .....	57
2.6.2	<i>Espectros de diseño de dos periodos (ASCE 7-22)</i> .....	58
2.6.3	<i>Parámetros de diseño del espectro sísmico multi-período. (ASCE 7-22)</i> . 59	59
2.6.4	<i>Mapas de zonificación para valores SMS y SM1 (ASCE 7-22)</i> ... 61	61
2.6.5	<i>Derivas de piso</i> .....	62
2.6.6	<i>Efectos P delta</i> .....	63
2.6.7	<i>Torsión</i> .....	64
2.7.	CRITERIOS DE HOMOLOGACIÓN DE ESPECTROS SÍSMICOS.....	65
2.7.1	<i>Criterios de selección de sitio</i> .....	66
2.7.2	<i>Criterios de emparejamiento de las ordenadas espectrales</i> .....	67
2.8.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO NEC-2015 68	68
2.8.1	<i>Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)</i> .....	69

2.8.2	<i>Símbolos y notación</i> .....	69
2.8.3	<i>Carga Muerta: Peso de los materiales</i> .....	69
2.8.4	<i>Carga viva</i> .....	70
2.8.5	<i>Cortante Basal</i> .....	71
2.8.6	<i>Factor de Importancia</i> .....	72
2.8.7	<i>Valores de relación de amplificación espectral</i> .....	73
2.8.8	<i>Zonificación sísmica y factor de zona Z</i> .....	73
2.9.	COEFICIENTES DE PERFILES DE SUELO $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	74
2.9.1	<i>Coefficiente <math>F_a</math></i> .....	75
2.9.2	<i>Coefficiente <math>F_d</math></i> .....	75
2.9.3	<i>Coefficiente <math>F_s</math></i> .....	76
2.9.4	<i>Factor R</i> .....	76
2.10.	PERIODO DE VIBRACIÓN $T$ .....	78
2.10.1	<i>Periodo De Vibración <math>T</math> NEC-SE-DS (2015)</i> .....	78
2.11.	ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN NORMA NEC-SE-DS-2015 78	
2.11.1	<i>Tipos de Suelo NEC-SE-DS-2015</i> .....	81
2.11.2	<i>Derivas de piso</i> .....	82
2.11.3	<i>Torsión</i> .....	83
2.11.4	<i>Efectos de segundo orden <math>P-\Delta</math> e índice de estabilidad</i> .....	84
2.12.	CRITERIOS DE DISEÑO (NEC-SE-HM).....	85
2.12.1	<i>Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)</i> .....	85
2.12.2	<i>Requisitos de resistencia</i> .....	86
2.12.3	<i>Resistencia a la compresión</i> .....	86

2.12.4	<i>Factores de reducción de resistencia</i> .....	87
2.12.5	<i>Diámetros del acero de refuerzo</i> .....	87
2.12.6	<i>Requisitos para elementos a flexión</i> .....	88
2.12.7	<i>Requisitos para elementos a flexocompresión</i> .....	90
2.12.8	<i>Requisitos para elementos a cortante</i> .....	93
2.12.9	<i>Prediseño de elementos</i> .....	93
2.13.	DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES SEGÚN NEC-SE-HM Y ACI 318-19. ....	93
2.13.1	<i>Límites de diseño.</i> .....	94
2.13.2	<i>Límites para la deflexión calculada</i> .....	96
2.13.2.1	<b>Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas no preesforzadas</b> .....	96
2.13.3	<i>Resistencia requerida</i> .....	97
2.14.	DISEÑO DE CIMENTACIONES SEGÚN NEC-SE-GC Y ACI 318-19. ....	97
2.14.1	<i>Criterios de diseño para zapatas aisladas según ACI 318-19</i> ..	99
2.14.2	<i>Criterios de diseño para zapatas aisladas según NEC-SE-GC.</i>	100
2.15.	SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN ASCE 7-22. ....	101
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN. ....	104
3.1.1.	<i>Tipo.</i> .....	104
3.1.2.	<i>Nivel.</i> .....	104
3.2.	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN. ....	104
3.2.1.	<i>Método.</i> .....	104

3.2.2.	<i>Enfoque</i> .....	105
3.2.3.	<i>Diseño</i> .....	105
3.3.	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	105
3.3.1.	<i>Población</i> .....	105
3.3.2.	<i>Muestra</i> .....	106
3.3.3.	<i>Muestreo</i> .....	106
3.4.	HOMOLOGACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO.....	106
3.4.1.	<i>Ubicación del sector de estudio</i> .....	106
3.4.2.	<i>Características geológicas de Santa Elena</i> .....	107
3.4.3.	<i>Peligrosidad sísmica</i> .....	109
3.4.4.	<i>Espectro de diseño elástico</i> .....	110
3.4.5.	<i>Espectro de referencia</i> .....	111
3.4.6.	<i>Selección de espectro por zonificación sísmica</i> .....	112
3.4.7.	<i>Selección de espectro por tipo de suelo y compacidad del suelo</i> .....	113
3.4.8.	<i>Selección de espectro por aspectos sismológicos</i> .....	115
3.4.9.	<i>Espectro de diseño según NEC-15</i> .....	117
3.4.10.	<i>Resultados de búsqueda para la ciudad de referencia según ASCE 7 Hazard Tool</i> .....	118
3.4.11.	<i>Espectros de dos periodos para la ciudad de referencia según ASCE 7-22</i> .....	119
3.4.12.	<i>Espectros de multi-periodos para la ciudad de Oakland según ASCE 7-22</i> .....	121
3.4.13.	<i>Comparación de espectros de diseño</i> .....	122
3.5.	DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	123

3.6. PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	124
3.6.1. <i>Cargas permanentes Nec 15</i> .....	125
3.6.1.1. Análisis de carga de losa.....	125
3.6.1.2. Cálculo de carga sobrepuesta.....	126
3.6.2. <i>Carga viva Nec 15</i> .....	127
3.6.3. <i>Combinación de carga</i> .....	127
3.6.4. <i>Predimensionamiento de vigas</i> .....	127
3.6.4.1. Análisis de dimensionamiento de viga del eje A y eje H.....	127
3.6.5. <i>Predimensionamiento de columnas</i> .....	129
3.6.5.1. Eje de Columna A1.....	129
3.6.6. <i>Carga viva ASCE 7-22</i> .....	130
3.6.6.1. Combinación de carga.....	130
3.6.6.2. Análisis del dimensionamiento de vigas del eje A y eje H.....	130
3.6.6.3. Predimensionamiento de columnas.....	132
3.6.7. <i>Losa</i> .....	133
3.6.7.1. Verificación del tipo de losa.....	134
3.6.7.2. Predimensionamiento de losa 1.....	134
3.6.7.3. Cálculo de la equivalencia de espesor de la losa nervada 1 a losa maciza.	139
3.6.7.4. Predimensionamiento de losa 2.....	140
3.6.7.5. Cálculo de la equivalencia de espesor de la losa nervada 1 a losa maciza.	144
3.6.7.6. Tipo de losa y determinación momentos y aceros requeridos para nervios de losa.....	145
3.6.7.7. Control de deflexiones permitidas.....	146
3.6.7.8. Chequeo de Losa por esfuerzo de cortante.....	147
3.6.7.9. Armadura de retracción y temperatura por fraguado.....	149

<b>3.6.8. Diseño de cimentaciones.....</b>	<b>149</b>
<b>3.6.8.1. Condiciones calculadas o asumidas .....</b>	<b>150</b>
<b>3.6.8.2. Zapatas centrales.....</b>	<b>150</b>
<b>3.6.9. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.....</b>	<b>161</b>
<b>3.6.10.1. Peso sísmico NEC 15 .....</b>	<b>161</b>
<b>3.6.10.2. Espectro de diseño NEC 15 .....</b>	<b>161</b>
<b>3.6.10.3. Periodo Fundamental .....</b>	<b>162</b>
<b>3.6.10.4. Cortante Basal.....</b>	<b>162</b>
<b>3.6.10.5. Análisis modal .....</b>	<b>163</b>
<b>3.6.10.6. Cortante Basal Corregido.....</b>	<b>164</b>
<b>3.6.10.7. Cortante Basal Dinámico.....</b>	<b>165</b>
<b>3.6.10.8. Control de derivas.....</b>	<b>167</b>
<b>3.6.10.9. Control de torsiones.....</b>	<b>171</b>
<b>3.6.10.10. Índice de Estabilidad Qi.....</b>	<b>173</b>
<b>3.6.10.11. Peso sísmico ASCE 7-22 .....</b>	<b>175</b>
<b>3.6.10.12. Espectro de diseño ASCE 7-22 .....</b>	<b>175</b>
<b>3.6.10.13. Periodo Fundamental .....</b>	<b>176</b>
<b>3.6.10.14. Cortante Basal.....</b>	<b>177</b>
<b>3.6.10.15. Espectro de respuesta de diseño de dos periodos ASCE 7-22... 179</b>	<b>179</b>
<b>3.6.10.16. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas ASCE 7-22. ....</b>	<b>180</b>
<b>3.6.10.17. Análisis modal .....</b>	<b>181</b>
<b>3.6.10.18. Cortante Basal Corregido .....</b>	<b>182</b>
<b>3.6.10.19. Cortante Basal Dinámico .....</b>	<b>184</b>
<b>3.6.10.20. Control de derivas.....</b>	<b>185</b>
<b>3.6.10. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, PROPUESTA REFORZADA, NEC 15. 191</b>	<b>191</b>
<b>3.6.10.21. Peso sísmico NEC 15.....</b>	<b>191</b>
<b>3.6.10.22. Espectro de diseño NEC 15.....</b>	<b>191</b>

3.6.10.23.	Periodo Fundamental .....	192
3.6.10.24.	Cortante Basal.....	192
3.6.10.25.	Análisis modal .....	193
3.6.10.26.	Cortante Basal Corregido .....	194
3.6.10.27.	Cortante Basal Dinámico .....	196
3.6.10.28.	Control de derivas.....	197
3.6.10.29.	Control de torsiones.....	200
3.6.10.30.	Índice de Estabilidad Qi.....	203
3.6.11.	<b><i>ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, PROPUESTA REFORZADA, ASCE 7-22.</i></b> .....	204
3.6.10.31.	Peso sísmico ASCE 7-22 .....	204
3.6.10.32.	Espectro de diseño ASCE 7-22 .....	205
3.6.10.33.	Periodo Fundamental .....	206
3.6.10.34.	Cortante Basal.....	206
3.6.10.35.	Espectro de respuesta de diseño de dos periodos ASCE 7-22...	208
3.6.10.36.	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas ASCE 7-22. ....	210
3.6.10.37.	Análisis modal .....	210
3.6.10.38.	Cortante Basal Corregido .....	211
3.6.10.39.	Cortante Basal Dinámico .....	213
3.6.10.40.	Control de derivas.....	214
<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>220</b>
4.1	<b>VIGAS .....</b>	<b>220</b>
4.1.1	<b><i>Diseño a flexión</i> .....</b>	<b>220</b>
4.1.2	<b><i>Refuerzo transversal</i>.....</b>	<b>228</b>
4.2	<b>COLUMNAS .....</b>	<b>246</b>
4.2.1	<b><i>Diseño de columna de 0.45 m x 0.45 m</i> .....</b>	<b>246</b>
4.2.2	<b><i>Refuerzo longitudinal</i>.....</b>	<b>246</b>

4.2.3	<i>Refuerzo transversal</i> .....	249
4.3	COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL .....	254
4.4	DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA .....	256
4.5	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	262
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....		263
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....		266
<b>ANEXOS</b> .....		270

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
<b>Figura 1.</b> Conexiones típicas Vigas-Columnas.....	45
<b>Figura 2</b> Opciones para la selección de espectros sísmicos.....	67
<b>Figura 3</b> Aceleración de respuesta espectral versus período.....	98
<b>Figura 4</b> factor de ampliación.....	98
<b>Figura 5</b> Mapa de la provincia de Santa Elena.....	107
<b>Figura 6</b> Mapa geológico de la provincia de Santa Elena.....	107
<b>Figura 7</b> Mapa estratigráfico de la provincia de Santa Elena.....	108
<b>Figura 8</b> Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.....	109
<b>Figura 9</b> Curva de peligro sísmico, Santa Elena.....	110
<b>Figura 10</b> Tipo de reporte de datos que brinda ASCE 7 Azard Tool.....	112
<b>Figura 11</b> Mapa zonificación sísmica de EE.UU.....	112
<b>Figura 12</b> Espectro de diseño para Santa Elena según NEC-15.....	118
<b>Figura 13</b> Ubicación de la ciudad de Oakland.....	119
<b>Figura 14</b> Espectro de dos periodos para la ciudad de referencia según ASCE 7-22. .....	120
<b>Figura 15</b> Espectro multi-periodo para la ciudad de referencia según ASCE 7-22 .....	122
<b>Figura 16</b> Comparación de espectros entre Santa Elena y Oakland.....	122
<b>Figura 17</b> Primera planta del diseño arquitectónico.....	123

<b>Figura 18</b> Segunda planta del diseño arquitectónico .....	124
<b>Figura 19</b> Tercera planta del diseño arquitectónico.....	124
<b>Figura 18</b> Elementos de losa 1 .....	135
<b>Figura 19</b> Elementos de losa 2 .....	140
<b>Figura 20</b> Partes de una zapata .....	159

# LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
<b>Tabla 1</b> Símbolos que representan a las cargas. ....	50
<b>Tabla 2</b> Pesos unitarios de materiales de construcción.....	51
<b>Tabla 3</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas. ....	51
<b>Tabla 4</b> Combinación para el diseño por última resistencia.....	52
<b>Tabla 5</b> Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas sísmicas. ....	53
<b>Tabla 6</b> Valores de los parámetros aproximados del periodo $C_t$ y $x$ . ....	54
<b>Tabla 7</b> Clasificación de los perfiles de suelo. ....	58
<b>Tabla 8</b> Deriva de Piso Permitida ( $\Delta^a$ ), según ASCE/SEI 7-22. ....	62
<b>Tabla 9</b> Símbolos que representan a las cargas. ....	69
<b>Tabla 10</b> Pesos unitarios de materiales de construcción.....	70
<b>Tabla 11</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.....	70
<b>Tabla 12</b> Combinación para el diseño por última resistencia.....	71
<b>Tabla 13</b> Factores de importancia de acuerdo con el uso de la estructura.....	72
<b>Tabla 14</b> Valores del factor $Z$ en función de la zona sísmica adoptada. ....	74
<b>Tabla 15</b> Tipo de suelo y Factores de sitio $F_a$ .....	75
<b>Tabla 16</b> Tipo de suelo y Factores de sitio $F_d$ .....	75
<b>Tabla 17</b> Criterio de Cuellar basado en la expansión. ....	76

<b>Tabla 18</b> Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	76
<b>Tabla 19</b> Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	77
<b>Tabla 20</b> Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. ....	77
<b>Tabla 21</b> Gravedad específica de los minerales más conocidos .....	78
<b>Tabla 22</b> Clasificación de los perfiles de suelo. ....	82
<b>Tabla 23</b> Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso .....	83
<b>Tabla 24</b> Valores de $f'c$ . ....	87
<b>Tabla 25</b> Factores de reducción de resistencia. ....	87
<b>Tabla 26</b> Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo. ....	87
<b>Tabla 27</b> Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm) .....	94
<b>Tabla 28</b> Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados .....	95
<b>Tabla 29</b> Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.....	102
<b>Tabla 30</b> Datos geológicos de la ciudad de estudio .....	109
<b>Tabla 31</b> Valor de factor Z para Santa Elena.....	110
<b>Tabla 32</b> Coeficientes de diseño para la ciudad de estudio.....	111
<b>Tabla 33</b> Valores de aceleración máxima del espectro de Santa Elena .....	113
<b>Tabla 34</b> Comparación y relación de tipos de suelo según ASCE 7-22 Y NEC-15 .....	114
<b>Tabla 35</b> Ciudades con valores $S_{MS}$ y tipo de suelo coincidente con la ciudad de diseño .....	115
<b>Tabla 36</b> Datos de $R_{rup}$ para la ciudad de estudio .....	116

<b>Tabla 37</b> Ciudades con características sismológicas similares a la ciudad de diseño .....	116
<b>Tabla 38</b> Datos generales de la ciudad de estudio .....	117
<b>Tabla 39</b> Factores para el diseño espectral según NEC-15 .....	117
<b>Tabla 40</b> Ordenadas del espectro de diseño de Santa Elena.....	117
<b>Tabla 41</b> Características sismológicas de la ciudad de referencia.....	119
<b>Tabla 42</b> Ordenadas de espectro de dos periodos para la ciudad de referencia	119
<b>Tabla 43</b> Ordenadas de espectro multi-periodo para la ciudad de referencia. ..	121
<b>Tabla 44</b> Cargas muertas de la estructura.....	125
<b>Tabla 45</b> Carga viva Nec 15 .....	127
<b>Tabla 46</b> Predimensionamiento de vigas considerando carga viva Nec 15 .....	128
<b>Tabla 47</b> Predimensionamiento de columnas considerando carga viva Nec 15	129
<b>Tabla 48</b> Carga viva ASCE 7-22 .....	130
<b>Tabla 49</b> Predimensionamiento de vigas considerando carga viva Asce 7-22..	131
<b>Tabla 50</b> Predimensionamiento de columnas considerando carga viva Asce 7-22 .....	133
<b>Tabla 51</b> Parámetros que determinan el tipo de losa.....	134
<b>Tabla 52</b> Datos generales de losa 1 .....	135
<b>Tabla 53</b> Área de elementos de losa 1 .....	135
<b>Tabla 54</b> Centro de gravedad de elementos de losa 1 .....	136
<b>Tabla 55</b> Centro de gravedad de elementos de losa 1 .....	136
<b>Tabla 56</b> Inercia propia de elementos de losa 1 .....	136
<b>Tabla 57</b> $d^2$ de elementos de losa 1 .....	137
<b>Tabla 58</b> Inercia de elementos de losa 1 .....	137

<b>Tabla 59</b> Dimensiones de elementos que conforman el tramo de losa 1.....	137
<b>Tabla 60</b> Coeficientes para determinar espesor de losa 1 .....	138
<b>Tabla 61</b> Cálculo de posibles espesores de losa 1 .....	139
<b>Tabla 62</b> Espesor de losa 1.....	140
<b>Tabla 63</b> Datos generales de losa 2 .....	140
<b>Tabla 64</b> Área de elementos de losa 2 .....	141
<b>Tabla 65</b> Centro de gravedad de elementos de losa 2 .....	141
<b>Tabla 66</b> Centro de gravedad de elementos de losa 2 .....	141
<b>Tabla 67</b> Inercia propia de elementos de losa 2 .....	142
<b>Tabla 68</b> $d^2$ de elementos de losa 2 .....	142
<b>Tabla 69</b> Inercia de elementos de losa 2 .....	142
<b>Tabla 70</b> Dimensiones de elementos que conforman el tramo de losa 1.....	143
<b>Tabla 71</b> Coeficientes para determinar espesor de losa 1 .....	143
<b>Tabla 72</b> Cálculo de posibles espesores de losa 1 .....	145
<b>Tabla 73</b> Espesor de losa 2.....	145
<b>Tabla 74</b> Tipo y longitudes de la losa rectangular .....	145
<b>Tabla 75</b> Valor adimensional de losa para calcular momento flector.....	145
<b>Tabla 76</b> Momento flector alrededor del eje x, y por metro de ancho de losa. .	146
<b>Tabla 77</b> Aceros requeridos en losa y nervios .....	147
<b>Tabla 78</b> Factores de modificación para barras corrugadas y alambres a corrugados .....	157
<b>Tabla 79</b> Carga reactiva W por piso. ....	161
<b>Tabla 80</b> Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño	161
<b>Tabla 81</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso. ....	163

<b>Tabla 82</b> Modos de vibración de la estructura y participación de masas. ....	164
<b>Tabla 83</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X....	165
<b>Tabla 84</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y....	165
<b>Tabla 85</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección X. ....	166
<b>Tabla 86</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y. ....	166
<b>Tabla 87</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.....	167
<b>Tabla 88</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.....	167
<b>Tabla 89</b> Derivas de piso con el patrón de carga $E_x$ . ....	168
<b>Tabla 90</b> Derivas de piso con el patrón de carga $E_y$ . ....	168
<b>Tabla 91</b> Derivas de piso con el patrón de carga $D_x$ .....	168
<b>Tabla 92</b> Derivas de piso con el patrón de carga $D_y$ .....	169
<b>Tabla 93</b> Derivas de piso con el patrón de carga $S_x$ . ....	169
<b>Tabla 94</b> Derivas de piso con el patrón de carga $S_y$ . ....	169
<b>Tabla 95</b> Derivas de piso $E_y-0.3E_x$ . ....	170
<b>Tabla 96</b> Derivas de piso $E_x-0.3E_y$ .....	170
<b>Tabla 97</b> Torsión en $E_x$ .....	171
<b>Tabla 98</b> Torsión en $E_y$ .....	171
<b>Tabla 99</b> Torsión en $D_x$ .....	171
<b>Tabla 100</b> Torsión en $D_y$ .....	172
<b>Tabla 101</b> Torsión en $S_x$ .....	172
<b>Tabla 102</b> Torsión en $S_y$ .....	172
<b>Tabla 103</b> Torsión en $E_y-0.3E_x$ .....	173
<b>Tabla 104</b> Torsión en $E_x-0.3E_y$ .....	173

<b>Tabla 105</b> Índice de estabilidad (Sismo dinámico en X). .....	174
<b>Tabla 106</b> Índice de estabilidad (Sismo dinámico en Y). .....	174
<b>Tabla 107</b> Índice de estabilidad (Sismo estático en X). .....	174
<b>Tabla 108</b> Índice de estabilidad (Sismo estático en Y). .....	175
<b>Tabla 109</b> Carga reactiva W por piso. ....	175
<b>Tabla 110</b> Parámetros y valores considerados en el espectro de diseño. ....	176
<b>Tabla 111</b> Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño. .....	177
<b>Tabla 112</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por pisos. ....	181
<b>Tabla 113</b> Modos de vibración de la estructura y participación de masa. ....	182
<b>Tabla 114</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X. .	183
<b>Tabla 115</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y. .	183
<b>Tabla 116</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección X.....	184
<b>Tabla 117</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y.....	184
<b>Tabla 118</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X. ....	185
<b>Tabla 119</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y. ....	185
<b>Tabla 120</b> Deriva de piso con el patrón de carga Ex.....	186
<b>Tabla 121</b> Deriva de piso con el patrón de carga Ey.....	186
<b>Tabla 122</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dx Multi-Periodo. ....	186
<b>Tabla 123</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dy Multi-Periodo. ....	187
<b>Tabla 124</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dx Dos Periodos. ....	187
<b>Tabla 125</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dy Dos Periodos. ....	187
<b>Tabla 126</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ex.....	187

<b>Tabla 127</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Multi-Periodo .....	188
<b>Tabla 128</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Dos Periodos. .....	188
<b>Tabla 129</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Drift.....	188
<b>Tabla 130</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ey.....	189
<b>Tabla 131</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Multi-Periodo .....	189
<b>Tabla 132</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Dos Periodos. .....	189
<b>Tabla 133</b> Índice de estabilidad Dx Dos periodos. ....	190
<b>Tabla 134</b> Índice de estabilidad Dy Dos periodos. ....	190
<b>Tabla 135</b> Índice de estabilidad Ex. ....	190
<b>Tabla 136</b> Índice de estabilidad Ey. ....	190
<b>Tabla 137</b> Carga reactiva W por piso. ....	191
<b>Tabla 138</b> Parámetros y valores considerados en el espectro elastico de diseño. .....	191
<b>Tabla 139</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.....	193
<b>Tabla 140</b> Modos de vibración de la estructura y participación de masa.....	194
<b>Tabla 141</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X..	195
<b>Tabla 142</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y..	195
<b>Tabla 143</b> Cortante estático dinámico en dirección X.....	196
<b>Tabla 144</b> Cortante estático dinámico en dirección Y.....	196
<b>Tabla 145</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.....	197
<b>Tabla 146</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.....	197

<b>Tabla 147</b> Derivas de piso con el patrón de carga Ex. ....	198
<b>Tabla 148</b> Derivas de piso con el patrón de carga Ey. ....	198
<b>Tabla 149</b> Derivas de piso con el patrón de carga Dx. ....	198
<b>Tabla 150</b> Derivas de piso con el patrón de carga Dy. ....	199
<b>Tabla 151</b> Derivas de piso con el patrón de carga Sx. ....	199
<b>Tabla 152</b> Derivas de piso con el patrón de carga Sy. ....	199
<b>Tabla 153</b> Derivas de piso Ey-0.3Ex. ....	200
<b>Tabla 154</b> Derivas de piso Ex-0.3Ey. ....	200
<b>Tabla 155</b> Torsión en Ex. ....	200
<b>Tabla 156</b> Torsión en Ey. ....	201
<b>Tabla 157</b> Torsión en Dx. ....	201
<b>Tabla 158</b> Torsión en Dy. ....	201
<b>Tabla 159</b> Torsión en Sx. ....	202
<b>Tabla 160</b> Torsión en Sy. ....	202
<b>Tabla 161</b> Torsión en Ey-0.3Ex. ....	202
<b>Tabla 162</b> Torsión en Ex-0.3Ey. ....	203
<b>Tabla 163</b> Índice de estabilidad (Sismo dinámico en X) ....	203
<b>Tabla 164</b> Índice de estabilidad (Sismo dinámico en Y) ....	203
<b>Tabla 165</b> Índice de estabilidad (Sismo estático en X) ....	204
<b>Tabla 166</b> Índice de estabilidad (Sismo estático en Y) ....	204
<b>Tabla 167</b> Carga reactiva W por piso. ....	204
<b>Tabla 168</b> Parámetros y valores considerados en el espectro elastico de diseño. .....	205
<b>Tabla 169</b> Espectro elastico de diseño. ....	205

<b>Tabla 170</b> Parámetros y valores considerados en el espectro elastico de diseño. .....	206
<b>Tabla 171</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.....	210
<b>Tabla 172</b> Modos de vibración de la estructura y participación de masa.....	212
<b>Tabla 173</b> Cortante basal y distribución de fueras por piso corregidos en X....	212
<b>Tabla 174</b> Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y..	212
<b>Tabla 175</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección X.....	213
<b>Tabla 176</b> Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y.....	213
<b>Tabla 177</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X. ....	214
<b>Tabla 178</b> Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y. ....	214
<b>Tabla 179</b> Deriva de piso con el patrón de carga Ex.....	215
<b>Tabla 180</b> Deriva de piso con el patrón de carga Ey.....	215
<b>Tabla 181</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dx Multi-Periodo. ....	215
<b>Tabla 182</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dy Multi-Periodo. ....	215
<b>Tabla 183</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dx Dos Periodos. ....	216
<b>Tabla 184</b> Deriva de piso con el patrón de carga Dy Dos Periodos. ....	216
<b>Tabla 185</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ex.....	216
<b>Tabla 186</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Multi-Periodo .....	217
<b>Tabla 187</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Dos Periodos. .....	217
<b>Tabla 188</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ey.....	217
<b>Tabla 189</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Multi-Periodo. .....	217

<b>Tabla 190</b> Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Dos Periodos. .....	218
<b>Tabla 191</b> Índice de estabilidad Dx Dos periodos. ....	218
<b>Tabla 192</b> Índice de estabilidad Dy Dos periodos. ....	218
<b>Tabla 193</b> Índice de estabilidad Ex. ....	219
<b>Tabla 194</b> Índice de estabilidad Ey. ....	219
<b>Tabla 195</b> Momentos actuantes en viga de primer piso. ....	221
<b>Tabla 196</b> Momentos actuantes en viga de primer piso. ....	223
<b>Tabla 197</b> Momentos actuantes en viga de primer piso. ....	226
<b>Tabla 198</b> Datos de la viga B83 del primer piso, eje G. ....	229
<b>Tabla 199</b> Espaciamiento “s” del acero transversal dentro de la zona 2H. ....	231
<b>Tabla 200</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje B y G (sentido Y). .....	234
<b>Tabla 201</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje A y H (sentido Y). .....	234
<b>Tabla 202</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje D y E (sentido Y). .....	235
<b>Tabla 203</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 1 (sentido X)..	235
<b>Tabla 204</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 2 (sentido X)..	236
<b>Tabla 205</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 3 (sentido X)..	236
<b>Tabla 206</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 4 (sentido X)..	237
<b>Tabla 207</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje B y G (sentido Y). .....	238
<b>Tabla 208</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje A y H (sentido Y). .....	238

<b>Tabla 209</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje E (sentido Y).	239
<b>Tabla 210</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 1 (sentido X)..	239
<b>Tabla 211</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 2 (sentido X)..	240
<b>Tabla 212</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 3 (sentido X)..	240
<b>Tabla 213</b> Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 4 (sentido X)..	241
<b>Tabla 214</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje B y G. .....	242
<b>Tabla 215</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje H. .....	242
<b>Tabla 216</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje E. .....	242
<b>Tabla 217</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 1.	243
<b>Tabla 218</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 2.	244
<b>Tabla 219</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 3.	244
<b>Tabla 220</b> Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 4.	245
<b>Tabla 221</b> Combinaciones de diseño del diagrama de interacción P-M. ....	247
<b>Tabla 222</b> Datos generales de la columna de 45cmx45cm. ....	250
<b>Tabla 223</b> Ubicación de columnas. ....	253
<b>Tabla 224</b> Resumen del área de acero en columnas.....	253
<b>Tabla 225</b> Datos generales de la columna. ....	254
<b>Tabla 226</b> Datos generales de la viga de 30cmx50cm. ....	255
<b>Tabla 227</b> Verificación de la resistencia nominal del nodo. ....	261
<b>Tabla 228</b> Dimensionamiento de zapatas y refuerzo longitudinal .....	262

# “ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE HORMIGÓN ARMADO PARA LA CREACIÓN DE BLOQUES DE AULAS PARA UNIDAD EDUCATIVA MEDIANTE LAS NORMAS ASCE 7-22 Y NEC 2015”

**Autor:** Lainez Gonzalez Jordan Gustavo  
Moreno Poma Joseph Steeven

**Tutor:** Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

## RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo diseñar un bloque de aulas de 3 plantas con empleando las normas ASCE 7-22 y NEC 2015. Para ello, se realizó un análisis estructural utilizando el programa ETABS 2016, con el propósito de obtener los esfuerzos internos, reacciones y derivas de piso de la estructura, así mismo se empleó una homologación de espectros para emplear los parámetros establecidos en ambas normas. Los resultados proporcionaron que la edificación cumple con los requisitos que establecen ambas normas mencionadas tales como el control de torsiones, derivas y efectos P- $\Delta$ , concluyendo que el diseño representa una solución efectiva a la necesidad de implementar nuevos bloques de aulas dentro de la provincia de Santa Elena.

***PALABRAS CLAVE:*** “*Normas Sísmicas, Homologación de Espectros, Diseño Sismorresistente*”

“SEISMIC-RESISTANT STRUCTURAL ANALYSIS OF A  
REINFORCED CONCRETE CLASSROOM BLOCK FOR AN  
EDUCATIONAL FACILITY USING THE ASCE 7-22 AND NEC  
2015 STANDARDS.”

**Auhtors:** Lainez Gonzalez Jordan Gustavo  
Moreno Poma Joseph Steeven

**Tutor:** Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

## **ABSTRACT**

The objective of this research was to design a 3-story classroom block using the ASCE 7-22 and NEC 2015 standards. To achieve this, a structural analysis was performed using ETABS 2016 software to obtain the structure's internal forces, reactions, and story drifts. Likewise, a spectral matching methodology was employed to apply the parameters established in both standards. The results showed that the building complies with the requirements of both aforementioned standards, such as the control of torsion, drifts, and P-Delta effects, concluding that the design represents an effective solution for the need to implement new classroom blocks within the province of Santa Elena.

***KEYWORDS: “Seismic Codes, Spectral Matching, Seismic-Resistant Design”***

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

La provincia de Santa Elena mantiene una problemática que afecta directamente en la seguridad de la comunidad educativa. Por una parte, se ha constatado un considerable incremento de la población estudiantil, presentando una marcada concentración del 42% del alumnado en zonas rurales, una de las proporciones más elevadas de la provincia. (Auquilla Morocho et al., 2023). Lógicamente, este crecimiento demográfico origina una necesidad de nuevas edificaciones escolares. Por otra parte, el emplazamiento geográfico de la provincia en el litoral ecuatoriano está sometido a una elevada actividad sísmica, en especial la zona costera producto del choque entre las placas de Nazca y Sudamericana. (Instituto Geofísico - EPN, 2019).

Esto genera el incremento en dos factores, uno de ellos el crecimiento de los estudiantes y otro el riesgo de los sismos, esto quiere destacar que cualquier construcción nueva debe cumplir con dos parámetros, primero, construir aulas que tenga una correcta distribución de espacios y a su vez que mantenga la seguridad de sus ocupantes. (Navarro de León, 2023). Para lograr aquello mencionado, es clave aplicar un diseño arquitectónico y sismorresistente adecuado usando materiales que cubran los requisitos técnicos de la estructura, esta claro que el diseño tiene que seguir al pie de la letra los parámetros que se establecen tanto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) como en estándares internacionales de referencia para cargas estructurales, como la norma ASCE 7-22 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Pero no se trata solo de construir por construir. Para que se haga bien, hay varios puntos que son clave. Primero, es muy importante seleccionar con cuidado el terreno o el espacio que se va a utilizar. Luego, hay que seguir los parámetros de las normas de construcción que se aplicaran a este proyecto sin olvidar garantizar la seguridad, no solo adentro de las aulas sino también en los alrededores del edificio. (Navarro de León, 2023).

Es por ello, que el diseño sismo-resistente de infraestructuras es fundamental para garantizar la funcionalidad de las edificaciones, antes y después del sismo, especialmente en instituciones educativas que alberga un gran volumen de personas entre ellos niños niñas y adolescentes.

En el Ecuador generalmente las construcciones son de hormigón armado, esto es porque es un material muy resistente y que tiende a durar más años a su vez es un material apto para soportar eventos sísmicos siempre y cuando el material sea diseñado para soportar las condiciones a la que va a ser sometido en base a las normas que se aplican en el país.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) brinda parámetros para el diseño de estructuras sismorresistentes, incluyendo especificaciones para asegurar un buen desempeño del hormigón. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). Adicionalmente, la norma ASCE 7-22 proporciona los criterios para definir las cargas y sus combinaciones en el análisis estructural.

La infraestructura, además de cumplir con las normas citadas, debe ser realizada en software de análisis estructural con el fin de entender el comportamiento de la estructura e identificar los diferentes problemas que se pueden presentar. En Ecuador, entre los más utilizados, ETABS y SAP 2000 permiten realizar análisis estructurales muy detallados de todo tipo de estructuras: edificios, puentes, torres, represas, etc.

El proyecto se centra en el análisis estructural sísmico de un bloque de aulas, aplicando las normas de construcción NEC Y ASCE 7-22 con el fin de proporcionar a la estructura estabilidad frente a un evento sísmico y que cumpla su concepto como estructura esencial, que es mantener su infraestructura antes y durante de los eventos sísmicos.

## 1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En una zona de considerable actividad sísmica, como es la zona costera del Ecuador la seguridad estructural es un requisito de máxima importancia, por ello es fundamental que las estructuras esenciales como es un bloque de aulas deben ser sometido bajo un riguroso diseño sismorresistente, cuyo fin principal es proteger la vida de los estudiantes y el personal de la institución.

La provincia de Santa Elena experimenta un crecimiento en su población estudiantil y como consecuencia la demanda de espacios para acceso a la educación, a su vez genera que parte de la población no tenga acceso a una educación digna es por esto que la expansión de la infraestructura escolar debe satisfacer a las necesidades pedagógicas y soportar eventos sísmicos (Navarro de León, 2023).

Este proyecto tiene como propósito principal el desarrollo de un diseño que satisfaga las necesidades de la comunidad estudiantil, docentes y personal administrativo otorgando un ambiente seguro y funcional. Para este fin, el análisis estructural se basará en los parámetros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015), así mismo se integrarán los criterios de cargas mínimas estipulados por la norma ASCE 7-22 para garantizar la seguridad y operatividad de la edificación (ASCE 7-22).

El enfoque técnico de este proyecto se centra en el diseño de nuevos bloques de aulas con hormigón armado, material elegido por su comprobada durabilidad y resistencia. La metodología de análisis seguirá las normativas, como la ASCE 7-22 y la NEC 2015, ya que la zona está influenciada por la actividad sísmica de las fallas del Golfo de Guayaquil. (Chunga, 2019).

Esta propuesta de investigación empleará un diseño sísmico de un edificio educativo de tres niveles, cumpliendo los parámetros de las normas ASCE 7-22 y la NEC 2015, proporcionando un diseño arquitectónico óptimo y asegurando el cumplimiento de la totalidad de las especificaciones normativas para cargas sismorresistentes.

## 1.2.ANTECEDENTES

Santa Elena está ubicada en la zona costera del Ecuador, la misma que está sometida a una gran actividad sísmica debido al movimiento de las placas tectónicas. En ingeniería civil, una de las razones principales es asegurar el correcto desarrollo de infraestructuras que puedan soportar posibles eventos sísmicos. Las construcciones esenciales como es el caso de un bloque de Aulas exigen un diseño estructural capaz de resistir eventos sísmicos para asegurar la vida de sus ocupantes antes y después del evento sísmico.

El diseño de estructuras sismorresistentes es un campo en constante desarrollo, con innovaciones metodológicas que buscan mejorar la seguridad y eficiencia. No obstante, en la provincia de Santa Elena existen infraestructuras que han sido construidas con un método empírico que no se rige a ninguna norma de construcción y que en cualquier momento puede llegar a colapsar lo cual justifica la pertinencia del presente estudio.

En el continente de América del sur se encuentra Chile, siendo este el país que más eventos sísmicos experimenta a lo largo del año, y a su vez cuenta con un mayor desarrollo en ingenierías que controlan dichos eventos, este se especializa en sistemas estructurales que combinan muros de corte y pórticos de hormigón armado, buscando una relación entre rigidez y ductilidad.. (Larraín 2018).

En esencia, el propósito de este enfoque chileno es optimizar la resistencia y estabilidad de las edificaciones a través de la correcta aplicación de normativas y técnicas de diseño estructural avanzado.

A nivel nacional, existen investigaciones de esta índole como un proyecto desarrollado para una unidad educativa en la provincia de Manabí. Dicha investigación se centró en el diseño de un bloque de aulas mediante el método de diseño basado en fuerzas (DBF), empleando el software de análisis estructural ETABS V15 (Solorzano Chancay 2017).

De igual manera, la investigación de Ching Ávalos y Cevallos López (2021) para el Colegio Alemán Humboldt en Samborondón surgió como respuesta a un rápido aumento demográfico que incrementó la demanda académica. Su objetivo fue diseñar un bloque de aulas de hormigón armado, integrando elementos de acero para aligerar la estructura. Para ello, aplicaron los lineamientos de las normativas ACI, NEC y AISC, lo que resultó en una solución de ingeniería bien adaptada a las necesidades de expansión de una institución en un cantón de alto crecimiento.

Ya en el ámbito local, un antecedente directo es el proyecto de Rodríguez Regalado y Salvatierra Ponce (2016) para el Colegio Técnico Salinas Siglo XXI. Este estudio buscó diseñar una estructura sismorresistente para responder a una creciente demanda estudiantil. Un aspecto destacable de su metodología fue la evaluación de tres sistemas estructurales alternativos: pórticos de concreto resistente a momentos, un sistema combinado de pórticos con muros, y pórticos arriostrados de acero, usando normativas como NEC 2015, ACI 318-14 y ASCE 7-10.

## 1.3.HIPÓTESIS

### *1.3.1 Hipótesis general*

El análisis estructural sismo-resistente de hormigón armado para la creación de bloques de aulas para unidad educativa en la provincia de Santa Elena garantizará la seguridad y funcionalidad de la edificación, siempre que se apliquen los criterios de Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructura ASCE 7-22 y los lineamientos y especificaciones técnicas establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15 y, considerando las características geotécnicas locales.

### *1.3.2 Hipótesis específica*

**H.E 1.:** La construcción de cimientos diseñados en función de la capacidad portante del terreno, valorada de acuerdo con los estándares geotécnicos de la ASCE 7-22 y adaptados a las condiciones locales dictadas por la NEC 2015.

**H.E 2.:** La integración de un diseño arquitectónico acorde con la funcionalidad educativa y fundamentado en la adecuada disposición de aulas, oficinas y áreas de circulación, siguiendo las consideraciones de rendimiento estructural y ocupación dictadas por la ASCE 7-22, en consonancia con las directrices técnicas de la NEC-15.

**H.E 3:** El análisis detallado de la interacción suelo-estructura bajo los criterios de la ASCE 7-22 y las disposiciones de diseño sísmico de la NEC 2015, optimizando el diseño estructural sismo-resistente de los bloques de aulas, garantizando un desempeño estructural seguro y funcional acorde a las condiciones del suelo.

## **1.4.OBJETIVOS**

### ***1.4.1 Objetivo General***

Diseñar un bloque de aulas de hormigón armado mediante el análisis estructural siguiendo los parámetros técnicos de Normas ASCE 7-22 y NEC 2015, con el fin de garantizar la funcionalidad de la estructura frente a un evento sísmico.

### ***1.4.2 Objetivos Específicos.***

**O.E.1.:** Diseñar de forma eficiente la distribución de aulas, oficinas y demás espacios necesarios del edificio educativo, de manera que se aproveche al máximo el área disponible, buscando no solo cumplir con las necesidades funcionales de la institución, sino también garantizar la comodidad y organización de los usuarios.

**O.E.2.:** Identificar el tipo de suelo donde se va a construir el bloque de aulas, basándose en la homologación de espectros y estudios geotécnicos realizados en la zona de estudio.

**O.E.3.:** Asegurar que todo el diseño estructural cumpla con lo que exigen las normas ASCE 7-22 y NEC 2015, aplicando criterios técnicos que permitan que la edificación se mantenga estable ante posibles sismos, considerando tanto la sismicidad como las cargas gravitacionales del lugar.

## **1.5.ALCANCE**

El objetivo de este proyecto es evaluar el comportamiento estructural de la edificación de 3 pisos con fines educativos, mediante las normas ASCE 7-22 y NEC-15, en este proyecto se presentará un diseño arquitectónico óptimo para aprovechar el área de construcción disponible, además, de contar con un diseño sísmico que cumpla con todos los criterios de modelación y sus resultados de desempeño global, para ello se llevara a cabo el modelamiento de la estructura en el software de análisis estructural ETABS, el mismo que nos permitirá conocer el compartimento estructural de la edificación, en el incluyen el análisis de Respuesta Sísmica de la Estructura, Comportamiento de los Elementos Estructurales, Control de Desplazamientos, Interacción Suelo-Estructura.

## **1.6. VARIABLES**

### ***1.6.1 Variables Dependientes***

- i) Desempeño estructural de la infraestructura de tres pisos.
- ii) Comportamiento sismo-resistente del bloque de aulas.

### ***1.6.2 Variables Independientes***

- iii) Aplicación de criterios de diseño según las normas ASCE 7-22 y NEC 2015.
- iv) Parámetros sísmicos de diseño.

# CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

## 2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

En este capítulo se establecen los fundamentos teóricos que respaldan la propuesta de investigación. La meta es crear los conceptos requeridos para una mejor interpretación de los análisis y resultados que se expondrán posteriormente. Asimismo, se explicarán las regulaciones fundamentales que orientarán la creación de la estructura educativa

## 2.2.SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA ESTRUCTURAS SISMO-RESISTENTES.

### 2.2.1 *Hormigón Armado.*

Es un material que consta de dos partes la primera es una sustancia pastosa y moldeable hecha de agua, fragmentos de piedra y una sustancia aglomerante o conglomerante que puede solidificarse con el tiempo. La segunda es el acero, que proporciona la tracción que el hormigón no puede proporcionar por sí solo. La excelente resistencia a la compresión, rigidez y plasticidad de este material hacen que sea el preferido para la construcción.

### 2.2.2 *Sistema de estructura con muros de corte.*

Los muros de corte son estructuras verticales de concreto reforzado, creadas específicamente para soportar las fuerzas horizontales que un temblor o el viento ejercen sobre una construcción. Su función principal es incrementar la rigidez de la estructura, regulando de este modo los movimientos laterales. Aunque su diseño frecuentemente se fundamenta en modelos elásticos, enfoques más sofisticados como el método pushover facilitan una valoración más exacta de su comportamiento, contribuyendo a optimizar el diseño para un rendimiento seguro y coste-efectivo (Patiño, 2018).

### ***2.2.3 Sistema de estructura aporticado.***

Estos pórticos están diseñados para soportar tanto las cargas de gravedad (peso propio, personas) como las cargas laterales de sismo y viento. Su principal ventaja es la flexibilidad arquitectónica, pues permite crear espacios interiores amplios. Sin embargo, su eficacia depende de un diseño muy cuidadoso de las uniones viga-columna para asegurar la rigidez necesaria del conjunto (Castrillón, 2016).

### ***2.2.4 Sistema de estructura con sistemas mixtos.***

Los sistemas estructurales mixtos integran al menos dos materiales constructivos, como acero y hormigón, para optimizar las propiedades de cada uno en una estructura. Por ejemplo, el hormigón armado combina hormigón con barras de acero, aprovechando la resistencia a la compresión del primero y la resistencia a la tracción del segundo. Un ejemplo son las losas que utilizan placas colaborantes, que generalmente son de aluminio como material y a ella se le integra concreto para darle rigidez y a su vez aportando refuerzo a la tracción. Este tipo de losas presentan beneficios, tal como una mayor rigidez en la estructura, soportes más delgados y un menor uso de acero en comparación con las estructuras que son únicamente metálicas o en su defecto de concreto. Además, permiten la construcción de amplios espacios y pueden (PUERTO ORDAZ, OCTUBRE 2013)

### ***2.2.5 Cimentaciones.***

Las cimentaciones son los elementos estructurales encargados de transferir de manera segura todas las cargas de una edificación hacia el suelo. Se clasifican principalmente en superficiales (zapatas, losas) o profundas (pilotes), dependiendo de la profundidad del estrato resistente. Su diseño es crucial, pues debe satisfacer tanto el estado límite de falla (que no colapse) como el de servicio, controlando los asentamientos para no dañar la estructura (NEC-SE-GC, 2015).

En el contexto sísmico, el papel de las cimentaciones se vuelve aún más crítico, ya que deben disipar las cargas dinámicas del terremoto sin fallar. Para

lograrlo, es indispensable realizar estudios geotécnicos detallados que permitan entender el comportamiento del suelo y su interacción con la estructura, ajustando el diseño final a lo que exigen las normativas sismorresistentes (NEC-SE-GC, 2015).

### ***2.2.6 Columnas.***

Las columnas son los elementos verticales que actúan como el principal soporte de la estructura, transmitiendo las cargas de las losas y vigas hacia la cimentación. En un diseño sismorresistente, su función es vital, ya que aportan rigidez lateral y deben ser capaces de resistir no solo las cargas de gravedad, sino también las fuerzas horizontales del sismo. Un buen diseño de columna debe asegurar un comportamiento dúctil, es decir, que pueda deformarse para disipar energía sin llegar a una falla frágil.

Para su dimensionamiento, normativas como la ASCE 7-22 establecen las combinaciones de carga que se deben considerar, integrando los efectos de las cargas muertas, vivas y sísmicas. En el diseño sismorresistente, las columnas son un componente fundamental, pues de su correcto desempeño depende en gran medida la estabilidad global del edificio durante un terremoto (Velaña, 2021).

### ***2.2.7 Vigas.***

Las vigas son los elementos estructurales horizontales que reciben las cargas de las losas y las transfieren hacia las columnas. Trabajan principalmente a flexión y son un componente esencial en los sistemas aporticados. Para un diseño sismorresistente, es fundamental que las vigas se diseñen para tener un comportamiento dúctil, permitiendo la formación de "rótulas plásticas" controladas que disipan la energía del sismo y protegen a las columnas de una falla prematura (Núñez León, 2012).

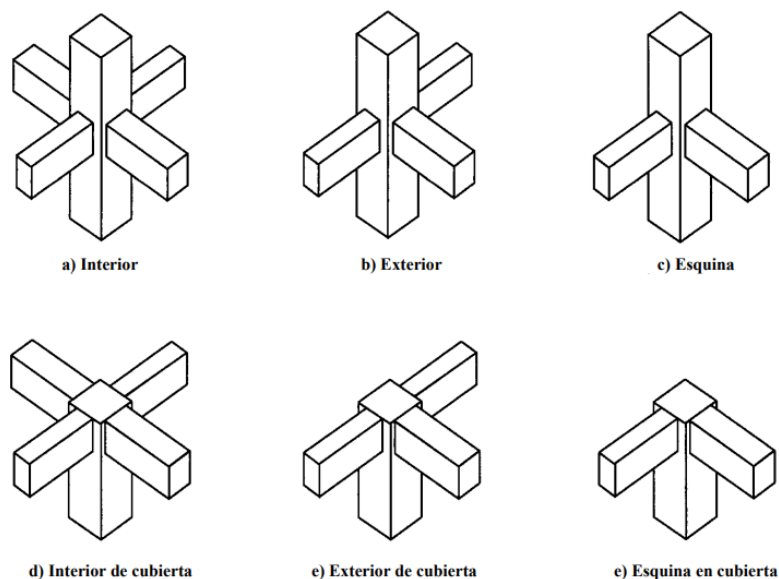
### ***2.2.8 Losas.***

Las losas son los elementos planos que conforman los pisos y techos de un edificio, cuya función es soportar las cargas vivas y muertas para luego transmitir las a las vigas. Desde el punto de vista sismorresistente, las losas cumplen un papel crucial al actuar como un diafragma rígido. Esto significa que conectan todos los elementos verticales (columnas y muros) en un nivel, forzándolos a moverse juntos y distribuyendo las fuerzas sísmicas entre ellos de manera equitativa (Núñez León, 2012).

### 2.2.9 Conexión viga - columna.

La unión entre viga y columna, frecuentemente llamada "nudo", es el lugar donde se encuentran estos componentes y se transmiten las cargas y momentos. Estas áreas son de las más cruciales en una estructura resistente a sismos, ya que en ellas se agrupan enormes tensiones durante un evento sísmico. Por ello, su diseño necesita ser minucioso para garantizar que la conexión pueda deformarse de forma controlada "ductilidad" sin sacrificar su resistencia. El objetivo fundamental es asegurar que, si ocurre una falla, esta se dé en la viga en lugar de en la columna o en el nudo mismo, un principio denominado "columna fuerte-viga débil". Esto asegura que la estructura no se derrumbe de manera repentina. (Plubins Canessa, 2008).

**Figura 1.** Conexiones típicas Vigas-Columnas.



*Nota.* Tomado de (ACI-ASCE 352, 2010)

## 2.3.SISMICIDAD

Durante un evento sísmico se produce un fenómeno en donde se libera energía acumulada dentro de la Tierra, este fenómeno modifica el balance geológico a su alrededor lo que ocasiona fisuras o quiebres en las formaciones rocosas, esto tiene como resultado oscilaciones que se desplazan en forma de ondas elásticas, llamadas ondas sísmicas, que se trasladan desde el lugar de origen subterráneo hasta llegar a la superficie terrestre. (Tavera, 1993)

### 2.3.1 *Sismogramas*

Los sismógrafos son instrumentos utilizados principalmente al monitoreo de la actividad sísmica, pues registran señales en función del tiempo y la intensidad del movimiento terrestre durante un evento sísmico. Se encargan principalmente en recopilar datos cruciales como la velocidad, el tiempo, la magnitud y la distancia que las ondas sísmicas hasta el punto de observación. Aunque son equipos valiosos en el campo de la sismología, los sismogramas presentan limitaciones significativas la alta sensibilidad que posibilita a los sismógrafos detectar sismos menores a grandes distancias es la misma característica que afecta su confiabilidad en terremotos de gran magnitud. (Portillo, 2023).

En algunas situaciones, las señales pueden estar saturadas o distorsionadas, lo que complica obtener un registro verdadero del movimiento del suelo, afectando la evaluación correcta del evento. Además, la eficacia de un sismograma no es garantía, está sujeta a elementos como la profundidad del epicentro sísmico, las características del terreno y la precisión del equipo de medición. En zonas con alta actividad sísmica, el "ruido" ambiental puede interferir con los registros, complicando su análisis. Si bien los sismógrafos son fundamentales para la detección, su uso en el estudio de grandes terremotos debe ser complementado. Por ellos se emplean tecnologías como las redes de acelerómetros y los sistemas GPS de alta precisión los cuales son necesarias para obtener una perspectiva más amplia y confiable del fenómeno. (Párraga 2020).

### ***2.3.2 Acelerogramas***

Dentro de la ingeniería, existe una especialidad que estudia sismos con gran detalle, la misma considera un acelerograma representa el registro temporal de la aceleración del suelo en un lugar particular durante un sismo. Aunque se lo tiende a confundir con un sismógrafo, su función es esencialmente distinta. Mientras que un sismógrafo documenta el desplazamiento y es óptimo para identificar la posición y magnitud de un terremoto, el acelerógrafo registra la fuerza del "temblor" (la aceleración), que es el parámetro que provoca directamente las fuerzas inerciales sobre una estructura (SCEC, n.d.; USGS, n.d.).

Este registro no es solo un gráfico; es la materia prima fundamental para el análisis y diseño sismorresistente. Los datos de un acelerograma se utilizan como la excitación de entrada en los modelos matemáticos para realizar análisis dinámicos y evaluar el comportamiento de una estructura a lo largo del tiempo. Además, a través de su procesamiento, se pueden derivar la velocidad y el desplazamiento del terreno, y lo que es más importante, se utilizan para generar los espectros de respuesta de diseño. Estos espectros son herramientas clave que las normativas, como la NEC y la ASCE 7, emplean para definir las fuerzas sísmicas que una estructura debe ser capaz de resistir (Instituto de Ingeniería, UNAM, 2018).

### ***2.3.3 Frecuencia y periodo***

Las señales que se generan durante un sismo contienen un amplio rango de frecuencias, y la manera en que se distribuye la energía del movimiento depende de ellas (Párraga, 2020). A medida que los diferentes tipos de ondas sísmicas viajan a través de la tierra, sus frecuencias se van modificando según las propiedades geológicas de los materiales que atraviesan.

### ***2.3.4 Espectros de respuesta sísmica***

(Rodríguez et al. 2016) definen el espectro de respuesta como un gráfico que resume los valores máximos (de desplazamiento, velocidad o aceleración) que experimentaría un sistema estructural simple de un grado de libertad al ser sometido a un movimiento sísmico específico.

Por su parte, (Carvajal y Araya 2014) explican que esta herramienta se desarrolló para caracterizar de forma eficiente los efectos de un sismo en las estructuras. El método toma la respuesta más alta de varios sistemas simples ante una vibración del suelo. Los autores destacan su gran utilidad, ya que posibilita la aplicación de los principios de la dinámica en el diseño de edificaciones y en la elaboración de normativas sismorresistentes.

### ***2.3.5 Riesgo Sísmico***

Un riesgo sísmico se refiere a que un movimiento del terreno en un sitio específico exceda ciertos umbrales de diseño. Los mismos se establecen considerando parámetros como la aceleración máxima del suelo (PGA) para un lapso determinado. Es decir, relaciona tanto la posibilidad de que ocurra un sismo como la de que sus aceleraciones superen los valores para los que fue diseñada la estructura.

### ***2.3.6 Efectos del sismo en edificaciones***

En un evento sísmico, la cimentación de un edificio tiende a desplazarse junto con el suelo donde se encuentra asentado, sin embargo, debido al principio de inercia tiende a rechazar este movimiento, provocando que la parte superior de la edificación experimente un desplazamiento hacia atrás, lo que significa que se rezaga, esto puede provocar un fenómeno llamado cortante sísmico que se reparte por toda la estructura. (Bazán & Meli, 2002).

A partir de este momento la ductilidad juega un papel de suma importancia, es decir, que la ductilidad proporciona a la estructura la habilidad de deformarse a gran escala sin que su resistencia se vea afectada de manera significativa. Esta

característica permite que la infraestructura disipe la energía sísmica y evite falla que comprometan a la funcionalidad de esta. (Bazán & Meli, 2002).

Para que una estructura tenga un comportamiento dúctil, no es suficiente considerar solo la resistencia de sus elementos individuales. Es crucial ver la edificación como una unidad y salvaguardar su estabilidad global. Por ello, se deben evitar irregularidades en planta o en elevación, ya que estas generan concentraciones de esfuerzo que impiden un comportamiento dúctil y pueden provocar una falla prematura (Bazán & Meli, 2002).

## **2.4.METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO ASCE 7-22**

La norma ASCE 7-22 establece que los procedimientos de análisis para el diseño sísmico de edificaciones deben seguir lo indicado en sus secciones. Las edificaciones deben contar con sistemas de resistencias verticales y laterales que aseguren una rigidez optima capaz de permitir a la construcción disipar la energía sísmica a través de sus elementos estructurales, así mismo, se debe considerar que el sismo también se puede originar en cualquier dirección horizontal , por ello, el diseño de la infraestructura debe tener un modelo matemático adecuado frente a los impactos del sismo de diseño, la atribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura del edificio debe establecerse mediante los métodos mencionados en la sección 12.6 para obtener las fuerzas y deformaciones internas que se van a presentar en la estructura (ASCE 7-22).

La norma ASCE 7-22, publicada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, se organiza en capítulos que cubren distintos tipos de cargas, métodos de análisis y requisitos específicos para el diseño sísmico. Sus ejes fundamentales incluyen:

- Cargas mínimas de diseño estructural (muertas, vivas, de nieve, lluvia, viento y sismo).
- Requisitos específicos para el diseño sísmico (detallados en el Capítulo 12).

- Procedimientos para determinar las fuerzas internas y las deformaciones.

### **2.4.1 Cargas no sísmicas (ASCE 7-22)**

Las cargas que no sísmicas abarca todas las fuerzas que influyen en una infraestructura, en donde, no se derivan movimientos sísmicos. Esto incluye, entre otras, las cargas muertas, las cargas vivas, así como las cargas del entorno, como el viento, la nieve y la lluvia.

### **2.4.2 Símbolos y notación**

Según lo mencionado en la sección 2.3 de la norma ASCE 7-22, se establecen símbolos para identificar de manera clara las combinaciones de carga, esto con el fin de facilitar la deferencia dependiendo del tipo de combinación.

**Tabla 1** Símbolos que representan a las cargas.

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
D	Carga muerta
E	Carga sísmica
L	Carga viva
Lr	Carga viva en cubiertas
R	Carga por lluvia

*Nota. Tomado de (ASCE 7-22).*

### **2.4.3 Carga Muerta: Peso de los materiales**

En la siguiente tabla se muestran algunos pesos de los materiales utilizados para el cálculo de la carga muerta total para este diseño.

**Tabla 2** Pesos unitarios de materiales de construcción.

<b>Material</b>	<b>Peso Unitario lb/ft<sup>3</sup></b>
Hormigón simple	150.00
Hormigón armado	155.00
Bloque hueco de hormigón	125.00
Acero	490.00
Aluminio	170.00
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por pulgada	12.5
Contrapiso de hormigón simple, por pulgada, de espesor	14.00
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	12.00
Cielorraso de mortero de cemento compuesto de cal y arena	35.00

*Nota. Tomado de (ASCE 7-22).*

#### **2.4.4 Carga viva**

A continuación, se detalla las sobrecargas incluidas en el cálculo de la carga muerta total para este proyecto.

**Tabla 3** Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.

<b>Ocupación o Uso</b>	<b>Carga uniforme kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Unidades educativas</b>	
Aulas	2.40
Corredores segundo piso y superior	3.83
Corredores primer piso	4.79
<b>Cubiertas</b>	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00

*Nota. Tomado de (ASCE 7-22).*

### **2.4.5 Combinación para el diseño por última resistencia**

Cada estructura y sus componentes deben estar diseñados para proporcionar una resistencia de diseño igual o mayor que la de la carga incrementada.

**Tabla 4** *Combinación para el diseño por última resistencia*

<b>Combinación 1</b>	<b>Combinación 5</b>
1.4D	0.9D + 1.0(W o WT)
<b>Combinación 2</b>	
1.2D+1.6L+(0.5Lr o 0.3S o 0.5 R)	
<b>Combinación 3</b>	
1.2D + 1.6Lr o 1.0S or 1.6R) + (L o 0.5W)	
<b>Combinación 4</b>	
1.2D + 1.0(W) + L + (0.5Lr o 0.3S o 0.5R)	

*Nota. Tomado de (ASCE 7-22).*

### **2.4.6 Cortante Basal**

Según norma ASCE7-22, El cortante basal hace referencia a la fuerza lateral total de diseño que se aplica en la parte inferior de una estructura durante un sismo, esta fuerza representa la suma de todas las fuerzas sísmicas laterales que la estructura debe soportar en su cimentación.

El cálculo del cortante basal se realiza mediante el Procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente (ELF), donde se determina el coeficiente de respuesta sísmica ( $C_s$ ) y se multiplica por el peso sísmico efectivo de la estructura ( $W$ ), según la ecuación:

$$V = C_s \times W$$

**Ec. 1**

Donde:

V: Cortante basal sísmico.

Cs: Coeficiente de respuesta sísmica, que depende de factores como la aceleración espectral de diseño y las propiedades de la estructura.

W: Peso sísmico efectivo de la estructura.

### **2.4.7 Factor de Importancia.**

Un principio fundamental en el diseño estructural es la clasificación de las edificaciones en categorías de riesgo. Esta clasificación se basa en el impacto potencial que su falla tendría sobre la vida humana, la salud y el bienestar público. De acuerdo con la norma, estas categorías abarcan desde estructuras de bajo riesgo, como almacenes, hasta infraestructuras consideradas esenciales, como hospitales y centros de emergencia. A cada categoría se le asigna un factor de importancia, el cual se utiliza para incrementar las cargas mínimas de diseño, como las sísmicas. Este ajuste garantiza que las estructuras más críticas se diseñen con un mayor margen de seguridad y resiliencia frente a eventos extremos (ASCE 7-22).

**Tabla 5** Factores de importancia por categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para cargas sísmicas.

<b>Categoría de riesgo</b>	<b>Uso u ocupación de edificios y estructuras</b>	<b>Coef. I</b>
<b>I</b>	Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla.	<b>1.00</b>
<b>II</b>	Todos los edificios y otras estructuras, excepto aquellos incluidos en las Categorías de Riesgo I, III y IV.	<b>1.00</b>
<b>III</b>	Edificios y otras estructuras cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la vida humana o causar un impacto económico significativo o una interrupción masiva de las actividades cotidianas en caso de falla.	<b>1.25</b>
<b>IV</b>	Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Edificios y otras estructuras cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la comunidad.	<b>1.50</b>

Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de la Categoría de Riesgo IV.

*Nota. Tomado de norma ASCE 7-22*

## 2.5. PERIODO DE VIBRACIÓN T

### 2.5.1 Período De Vibración T ASCE 7-22

En la norma ASCE/SEI 7-22, el período fundamental de vibración de una estructura, denotado como T, es una medida clave en el análisis sísmico. Establece seis clases de suelo para el Ecuador. La categorización de los suelos A, B, C, D y E se fundamenta en las características de los primeros 30 metros de profundidad.

El periodo aproximado ( $T_a$ ) generalmente se calcula mediante la ecuación:

$$T = C_t h^x \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

$C_t$  y  $X$ : Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$ : Es la altura total de la estructura.

**Tabla 6** Valores de los parámetros aproximados del periodo  $C_t$  y  $x$ .

Tipo de estructura	$C_t$	$x$
<b>Sistemas de marcos resistentes a momentos en los cuales los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están cerrados ni adosados por componentes más rígidos que prevengan la deformación de los marcos cuando estén sometidos a fuerzas sísmicas:</b>		
Marcos resistentes a momentos de acero	0.028 (0.0724) *	0.80
Marcos resistentes a momentos de concreto	0.016 (0.0466) *	0.90
Marcos arriostrados excéntricamente		0.75

	0.03 (0.0731) *	
Marcos arriostrados con restricción al pandeo de acero	0.03 (0.0731) *	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.02 (0.0488) *	0.75

## 2.6. ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN NORMA ASCE 7-22

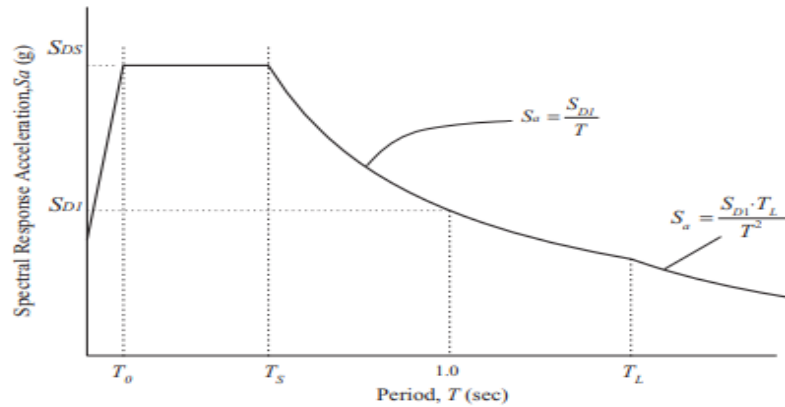
La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en su sección NEC-SE-DS-2015, establece seis perfiles de suelo para el Ecuador. Un aspecto clave es que la clasificación de los tipos de suelo A, B, C, D y E que se basan en las propiedades de los primeros 30 metros de profundidad. La norma indica que si dentro de este perfil superior hay varios estratos, estos deben ser reclasificados para un análisis más detallado, asignando un subíndice para cada capa.

Para los suelos clasificados como Tipo F, que presentan condiciones especiales como potencial de licuefacción, la norma exige la aplicación de criterios específicos detallados. (NEC, 2015).

Por otra parte, la norma presenta una modificación significativa en la elaboración de los espectros de diseño. Aunque el enfoque general sigue siendo parecido a ediciones pasadas, se ha suprimido la utilización de los factores de sitio  $F_a$  y  $F_v$ . En lugar de eso, los parámetros de diseño espectral SMS y SM1 se derivan ahora directamente de recientes mapas de zonificación sísmica o mediante el empleo de herramientas digitales como el ASCE 7 Hazard Tool, que igualmente ofrece el valor de PGAM. (ASCE 7-22)

**Figura 2.**

*Coefficiente de respuesta sísmica versus período.*



*Nota. Tomado de norma ASCE 7-22*

Para periodos menores que  $T_0$ , el parámetro de aceleración espectral de respuesta de diseño,  $S_a$ , debe ser tomado como se indica en la Ecuación

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.60 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Ec. 3}$$

Para períodos mayores o iguales  $T_0$  y menores o iguales a  $T_s$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $T_s$ , debe tomarse igual a  $S_{DS}$

Para períodos mayores que  $T_s$  y menores o iguales a  $T_L$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , debe calcularse según la Ecuación (8):

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Ec. 4}$$

Para períodos mayores que  $T_L$ ,  $S_a$  debe calcularse según la Ecuación (9):

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad \text{Ec. 5}$$

*Donde:*

- $S_{DS}$ : Parámetro de aceleración espectral de diseño para períodos cortos.
- $S_{D1}$ : Parámetro de aceleración espectral de diseño para un período de 1 segundo.
- T: Período fundamental de la estructura.
- $T_0 = 0,2(S_{D1}/S_{DS})$
- $T_S = S_{D1}/S_{DS}$
- $T_L$ : Período de transición de largo plazo

### ***2.6.1 Tipos de Suelo ASCE 7-22***

En el contexto del diseño sísmico, la clasificación del suelo es fundamental, ya que sus características dinámicas pueden amplificar la respuesta de una estructura. La norma ASCE 7-22 establece varias categorías de sitio que se fundamentan en la rigidez y velocidad promedio de propagación de ondas de corte en los 30 metros superiores del perfil.

Esta clasificación va desde roca dura (Clase A) hasta suelos muy suaves o con características particulares (Clase F). El objetivo de esta clasificación es modificar los parámetros de diseño sísmico para que reflejen la reacción local del terreno, reconociendo que la interacción entre el suelo y la estructura es un elemento clave en el comportamiento general del sistema durante un sismo. (ASCE 7-22).

La categorización se fundamenta principalmente en los niveles de la velocidad de onda de corte promedio ( $V_{s30}$ ), conservando las seis categorías habituales (A-F). Un aspecto novedoso en las versiones más recientes es la adición de tres clases intermedias (BC, CD y DE). Estas nuevas categorías facilitan una descripción más detallada del perfil del suelo, lo que mejora la evaluación de la amplificación sísmica para las condiciones particulares del sitio.

ASCE 7-22 define seis tipos de suelos que se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 7** Clasificación de los perfiles de suelo.

<b>Tipo de perfil</b>	<b>Velocidad de onda de corte Vs medida o estimada (ft/s)</b>	<b>Definición</b>
<b>A</b>	> 5,000 ft/s	Roca dura
<b>B</b>	3,000 a 5,000 ft/s	Roca medianamente dura
<b>BC</b>	2,100 a 3,000 ft/s	Roca blanda
<b>C</b>	1,450 a 2,100 ft/s	Arena muy densa o arcilla dura
<b>CD</b>	1,000 a 1,450 ft/s	Arena densa o arcilla muy firme
<b>D</b>	700 a 1,000 ft/s	Arena medianamente densa o arcilla firme
<b>DE</b>	500 a 700 ft/s	Arena suelta o arcilla medianamente firme
<b>E</b>	< 500 ft/s	Arena muy suelta o arcilla blanda
<b>F</b>	Ver Sección 20.2.1	Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio

*Nota. Tomado de Norma. Tomado de norma ASCE 7-22.*

Nota: Para convertir a unidades del SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s.

### **2.6.2 Espectros de diseño de dos períodos (ASCE 7-22).**

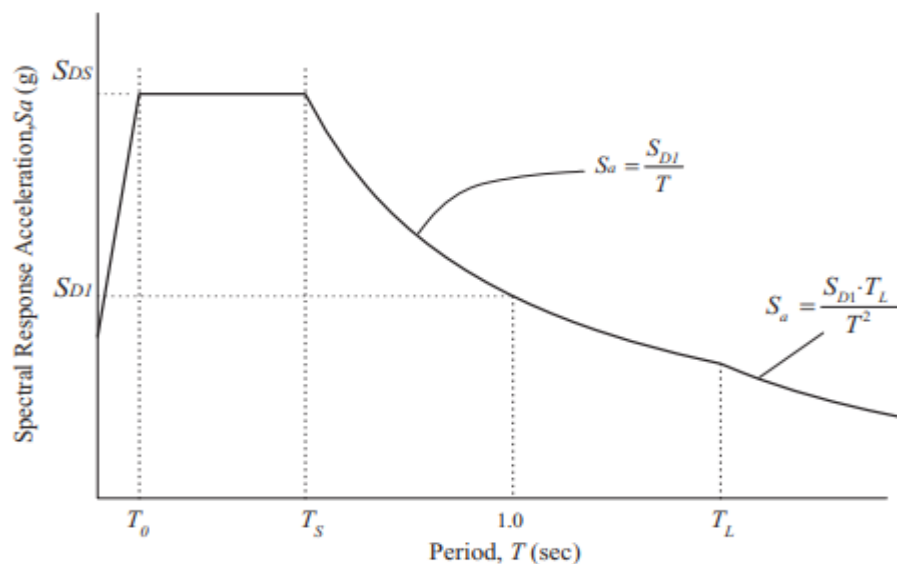
El método de construcción de los espectros de 2 períodos en el ASCE 7-22 se mantiene con respecto a su versión anterior de la norma ASCE 7-16, con la diferencia de que ya no se usarán los factores  $F_a$ ,  $F_v$ , y  $SS S1$  para obtener SMS y SM1, sino más bien mapas de zonificación para hallarlos por locación o también usando el aplicativo ASCE 7 Hazard Tool para obtener el SMS, SM1 y PGAM. (ASCE, 2022)

Una importante diferencia entre ASCE 7-16 y ASCE 7-22, es que en ASCE 7-16 el valor de SM1 corresponde a  $T=1$  seg y el valor de SMS corresponde a  $T=0.2$ seg, mientras que en ASCE 7-22 el 90% del valor de la aceleración espectral máxima ( $S_a$ ) calculada dentro de los rangos 0.2 a 5 segundos corresponderá al SDS,

y para SD1 se tomara el valor máximo del producto  $(T)(S_a)$ , para periodos desde 1 a 2 seg para sitios con  $V_s > 442$  m/s y con periodos de 1 a 5 seg para sitios con  $V_s < 442$  m/s, donde SMS y SM1 se tomaran como  $1.5(SDS)$  y  $1.5(SD1)$ . (ASCE, 2022)

Esta diferencia entre los términos SMS y SM1 serán trascendentes porque permite una mejor correspondencia o ajuste entre el espectro de dos periodos y el de multi-periodos calculados conforme ASCE 7-22.

**Figura 3.** Aceleración de respuesta espectral versus período



*Nota. Tomado de norma ASCE 7-22*

### **2.6.3 Parámetros de diseño del espectro sísmico multi-período. (ASCE 7-22).**

En la sección 11.2 se menciona que los parámetros sísmicos de diseño, como SS, S1, SMS, SM1 y PGAM, correspondientes a un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento para un sismo máximo considerado (MCER), se determinan directamente a partir de mapas o de la base de datos geográfica de la USGS mediante la herramienta ASCE 7 Hazard Tool. A diferencia de versiones anteriores, ya no es necesario calcularlos mediante los factores  $F_a$  y  $F_v$  ni las aceleraciones SS

y  $S_1$ , ya que en el ASCE 7-22 estos valores se determinan automáticamente según las características del suelo y la ubicación del sitio. (ASCE, 2022).

Así mismo, en los requisitos para el diseño de la respuesta espectral, en la sección 11.4.5 en el apartado de excepciones se indica que:

- a) Cuando se realiza un análisis de la respuesta del suelo para un sitio específico de acuerdo con la sección 11.4.7, relativa a los procedimientos para modelar la respuesta dinámica para suelos de tipo F, los espectros de respuesta serán basados en parámetros de aceleración máxima PGAM, y se determinarán de acuerdo con la sección 21.3, donde se indica que los valores  $S_a$  están directamente relacionados a los valores SMS obtenidos de la Geodatabase de la USGS.
- b) Cuando no se tienen valores de la Geodatabase de la USGS, entonces el espectro de respuesta de diseño se realizará con el método clásico, es decir, un espectro de respuesta de 2 períodos.
- c) La sección 11.4.5 proporciona las características de los Espectros de Diseño multi-período:

En valores discretos de período  $T$ , igual a 0.0s, 0.01s, 0.02s, 0.03s, 0.05s, 0.075s, 0.1s, 0.15s, 0.2s, 0.25s, 0.3s, 0.4s, 0.5s, 0.75s, 1.0s, 1.5s, 2.0s, 3.0s, 4.0s, 5.0s, 7.5s, y 10s, la respuesta espectral de diseño amortiguada al 5%, el parámetro de aceleración  $S_a$ , se tomará como  $2/3$  del espectro de respuesta MCER amortiguado al 5%, de varios periodos de Geodatabase de diseño sísmico de la USGS para la clase de sitio específico.

- d) En cada período de respuesta  $T$ , de menos de 10s y no igual a uno de los valores discretos del período  $T$  enumerados en el punto anterior,  $S_a$  se determinará por interpolación lineal entre los valores de  $S_a$  del punto anterior.

- e) En cada período de respuesta  $T$  superior a 10s,  $S_a$  será tomado como el valor de  $S_a$  en el período a los 10s del ítem anterior, factorizado por  $10/T$ , donde el valor de  $T$  es menor o igual a la del período de transición de período largo  $TL$ , y se tomará como el valor de  $S_a$  al período del 10s factorizado por  $10TL/T_2$ , donde el valor de  $T$  es mayor que la del período de transición de largo plazo  $TL$ .

#### ***2.6.4 Mapas de zonificación para valores SMS y SM1 (ASCE 7-22).***

En el capítulo 22 de la norma ASCE 7-22 se muestran una serie de figuras que representan los parámetros de aceleración de respuesta espectral del sismo considerado máximo (MCER), objetivo de riesgo, SMS y SM1, para condiciones de sitio predeterminadas, tomando como base de su información, los registros de aceleración de respuesta espectral más crítica de tipos de sitio C, CD, y D. Además, en otras figuras mostradas en este capítulo de la norma ASCE 7-22, se representan el parámetro de aceleración máxima del suelo de la media geométrica del sismo considerado como máximo (MCEG), PGAM, para las condiciones de sitio predeterminadas, y por último, el capítulo también nos muestra otro tipo de imágenes que representan el parámetro del período de transición de período largo,  $TL$ .

Los mapas de zonificación sísmica del capítulo 22 de la norma ASCE 7-22, están representados por los valores de SMS y SM1 para las clases de sitio A, B, C, CD, D, DE y E. Estos valores reemplazan, en esta edición, los valores a los parámetros de aceleración de respuesta espectral MCER ( $S_s$  y  $S_1$ ), utilizados en la norma ASCE 7-16. La comparación entre ambas representaciones muestra su relación lógica con los datos proporcionados por la Geodatabase de Diseño Sísmico del USGS, mediante la plataforma ASCE 7 Hazard Tool.

### 2.6.5 Derivas de piso.

La deriva de piso, entendida como el movimiento horizontal relativo entre dos niveles adyacentes de una edificación dividido por la altura que los separa, es un aspecto crucial en el diseño sísmico. Este parámetro facilita el análisis de la reacción estructural frente a fuerzas laterales, reduciendo tanto los daños no estructurales como la probabilidad de colapso progresivo.

**Tabla 8** Deriva de Piso Permitida ( $\Delta^a$ ), según ASCE/SEI 7-22.

Estructura de:	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras distintas a muros de corte de mampostería, con cuatro pisos o menos sobre la base, con paredes interiores, particiones y techos diseñados para acomodar las derivas asociadas con los Desplazamientos Sísmicos de Diseño.	$0.025h_{sx}^a$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras de muros de corte en voladizo de mampostería.	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otros muros de corte de mampostería.	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras.	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

*Nota. Tomado de norma ASCE 7-22*

1. **a:** No se aplicará un límite de deriva para estructuras de un solo piso en las cuales las paredes interiores, particiones y techos hayan sido diseñados para acomodar las derivas de piso asociadas con el Desplazamiento Sísmico de Diseño.
2. **b:** Estructuras en las que el sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o soporte de cimentación y que están contruidos de forma que la transferencia de momento entre muros (acoplamiento) es insignificante.

3.  $h_x$ : Altura del piso por debajo del nivel x. Para sistemas estructurales de resistencia sísmica compuestos únicamente por marcos resistentes a momentos en las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F.

### 2.6.6 Efectos P delta

En la verificación P-delta, la relación de estabilidad se calcula para cada nivel, de

acuerdo con la ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

$P_x$ : a carga de gravedad de diseño vertical total en el nivel x

$\Delta$ : Deriva de diseño

$h_{sx}$ : Altura del entrepiso debajo del nivel x

$V_x$ : Cortante basal de diseño actuando entre los niveles x y x-1

Los efectos P-Delta no se consideran cuando la relación de estabilidad es menor a 0.1, se consideran en el rango  $[0.1 - \theta_{MAX}]$ .

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ec. 7}$$

$\theta_{max}$ : Límite máximo del coeficiente de estabilidad.

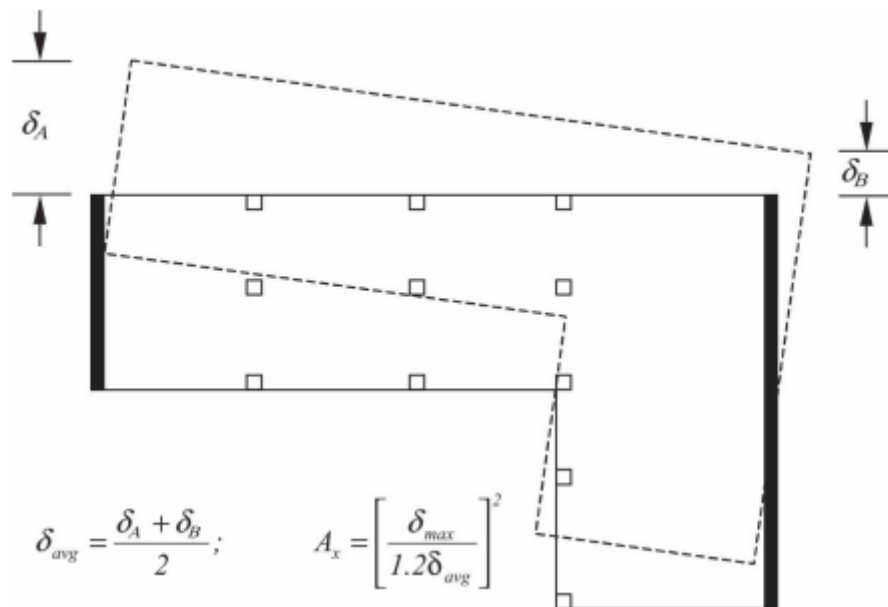
$\beta$ : Es la relación de demanda/capacidad de corte para el piso entre los niveles x y x-1. Puede usarse conservadoramente igual a 1.

### 2.6.7 Torsión

Para edificaciones con diafragmas que no se consideran flexibles, la norma exige que el diseño sísmico tome en cuenta los efectos de torsión. Esto incluye no solo el momento torsor inherente, que surge de la distribución real de las masas, sino también un momento torsor accidental (Mta). Este último se calcula para considerar incertidumbres, asumiendo un desplazamiento hipotético del centro de masa en cada dirección. Dicho desplazamiento es igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la fuerza sísmica aplicada (ASCE 7-22).

La norma también proporciona una aclaración importante para cuando se analizan las fuerzas sísmicas actuando de manera simultánea en dos direcciones ortogonales. En este caso, el desplazamiento del 5% del centro de masa no debe aplicarse en ambas direcciones a la vez. En su lugar, debe aplicarse únicamente en la dirección que genere el efecto más desfavorable para la estructura (ASCE 7-22).

**Figura 4.-** Factor de amplificación



Factor de amplificación Tomado de norma ASCE 7-22

Las estructuras asignadas al diseño sísmico de categoría C, D, E o F, donde existe una irregularidad torsional Tipo 1a o 1b como se define en la Tabla 11, tendrán los efectos contabilizados al multiplicar  $M_{ta}$  en cada nivel por un factor de amplificación torsional ( $A_x$ ) como se ilustra en la figura 2.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

$A_x$ : Factor de amplificación torsional.

$\delta_{avg}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x computado asumiendo que  $A_x = 1$  [in. (mm)]

$\delta_{max}$ : Desplazamiento máximo en el nivel x computado asumiendo que  $A_x = 1$  [in. (mm)]

## 2.7.CRITERIOS DE HOMOLOGACIÓN DE ESPECTROS SÍSMICOS.

Para realizar la homologación de un espectro de diseño sísmico de una fuente determinada con un espectro sísmico de un sitio distinto, es fundamental analizar la similitud entre los parámetros intrínsecos de los modelos comparados, a fin de determinar una posible coincidencia espectral.

Entre los factores a considerar se encuentran:

- a) Rango de períodos (T)
- b) Ordenadas espectrales ( $S_a$ )
- c) Rango de magnitud de momento sísmico ( $M_w$ )
- d) Distancia aproximada de sitio-falla (R)
- e) Velocidad de propagación de ondas S según las condiciones del suelo ( $V_{s30}$ )

- f) Período de retorno ( $T_r$ )
- g) Aceleración máxima en roca (PGA)

La correlación entre todos estos parámetros puede resultar compleja debido a la naturaleza variable de los datos y su disponibilidad. Sin embargo, existen criterios que permiten identificar de manera eficiente un espectro de diseño con características coincidentes, a partir de la comparación entre un espectro base de homologación proveniente de la NEC-15 y otro espectro de referencia tomado de las figuras que se muestran en la norma ASCE 7-22.

### ***2.7.1 Criterios de selección de sitio.***

En la selección de registros sísmicos representativos para un determinado sitio, (Aquib et al., 2022), propone evaluar y aplicar al menos un criterio de los siguientes:

- a) Características sismológicas y del terreno.
- b) Valores espectrales del sitio
- c) Parámetros causales y forma del espectro.

Para identificar espectros de referencia adecuados, se puede emplear una búsqueda por zonificación sísmica y tipo de suelo, seleccionando sitios con valores de aceleración espectral máxima (PGA, SMS, SM1) y que estos valores sean comparables y coincidentes con el sitio de estudio, utilizando mapas oficiales de zonificación sísmica. Para limitar la información de la cantidad de espectros a comparar, se puede realizar una agrupación de sitios candidatos según la clase de suelo.

Alternativamente, se puede elegir la búsqueda de parámetros sísmicos causales, lo que posibilita una selección más precisa, a través de la identificación de variables como la magnitud del momento sísmico ( $M_w$ ), la distancia mínima al plano de ruptura ( $R_{rup}$ ) y la velocidad promedio de ondas de corte en los primeros 30 metros del suelo ( $V_{s30}$ ). No obstante, en Ecuador, esta alternativa no es factible,

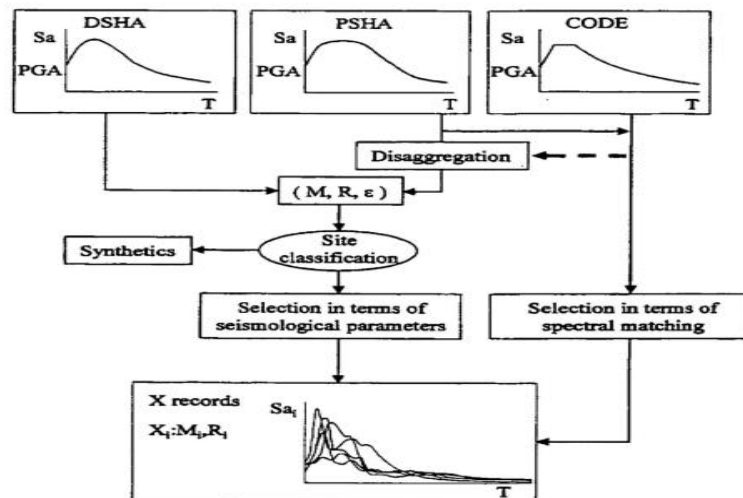
debido a la limitada existencia de investigaciones especializadas previas en las diferentes regiones del país, lo que obstaculiza el acceso a los parámetros mencionados.

### 2.7.2 Criterios de emparejamiento de las ordenadas espectrales.

En la investigación de (JULIAN J. BOMMER y ANA BEATRIZ ACEVEDO, 2004), propone el uso y comparación de varios métodos que ayuden al ajuste de la coincidencia entre un espectro de diseño y un modelo obtenido, a partir de un conjunto de registros de acelerograma elegidos sistemáticamente.

Se sugiere un método para seleccionar registros sísmicos que integre espectros de diseño derivados tanto de reglamentos de construcción como de análisis probabilísticos (PSHA) y determinísticos (DSHA). Esta elección se lleva a cabo a través de igualación espectral: para los espectros obtenidos de análisis PSHA y DSHA, se tienen en cuenta los criterios sismológicos; en cambio, para los espectros normativos, se analiza el nivel de correspondencia en los valores espectrales. Asimismo, se utiliza un filtro inicial que estabiliza la media de los resultados y descarta registros con demandas altas, eliminando las señales que presenten picos o valles que superen de manera notable la forma espectral deseada.

**Figura 2** Opciones para la selección de espectros sísmicos



Nota: Tomado de (JULIAN J. BOMMER y ANA BEATRIZ ACEVEDO, 2004)

En este análisis se considera también el uso de la siguiente ecuación para determinar  $D_{rms}$ :

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( \frac{SA_0(t_i)}{PGA_0} - \frac{SA_S(T_i)}{PGA_S} \right)^2}$$

Dónde:

$D_{rms}$ =Desviación cuadrática media de los espectros evaluados.

$N$ = Número de periodos evaluados.

$SA_0(t_i)$ = Valores de aceleración espectral del modelo de registro, para cada periodo correspondiente de la muestra.

$SA_S(T_i)$ = Valores de aceleración espectral del modelo objetivo, para cada periodo correspondiente de la muestra.

$PGA_0$ = Aceleración máxima del suelo del modelo de registro.

$PGA_S$ = Aceleración máxima del suelo del modelo objetivo.

Este parámetro  $D_{rms}$  cuantifica la diferencia entre ambas formas espectrales. Lo cual indica que, menor valor de  $D_{rms}$ , mayor será la precisión de la homologación. En el estudio de (JULIAN J. BOMMER y ANA BEATRIZ ACEVEDO, 2004), recomiendan valores de  $D_{rms} \leq 0.15$  para periodos entre 0.4 y 0.8 segundos, y  $\leq 0.07$  en el rango de 0.1 a 0.3 segundos.

## **2.8.METODOLOGÍA DE ANÁLISIS PARA DISEÑO SÍSMICO NEC-2015**

La Norma Ecuatoriana de Edificación 2015 (NEC-15) define un conjunto de normas que deben ser cumplidas estrictamente en cualquier proyecto de edificación. Estas normas establecen los criterios mínimos de seguridad y calidad que deben ser cumplidos en las construcciones, cubriendo todas las fases del proceso, desde el comienzo de la obra hasta su conclusión.

Dichas normas detallan los parámetros, objetivos y procedimientos. Se clasifican en 3 ejes principales:

- Seguridad Estructural (NEC-SE)
- Habitabilidad y Salud (NEC-HS)
- Servicios Básicos (NEC-SB)

### **2.8.1 Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)**

La NEC-SE-CG(2015) trata de “Las cargas permanentes (principalmente debidas al peso propio), de las cargas variables (cargas vivas y cargas climáticas) y de sus combinaciones”.

### **2.8.2 Símbolos y notación**

Tal como se detalla en la sección 1.3 de la NEC-SE-CG (2015), los siguientes símbolos que se redactan a continuación son como se representan cada una de las cargas que serán utilizadas en las combinaciones.

**Tabla 9** Símbolos que representan a las cargas.

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
D	Carga permanente, Carga muerta (Peso Propio)
L	Sobrecarga (carga viva)
E	Carga de sismo
Lr	Sobrecarga cubierta (carga viva)
W	Carga de viento

*Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).*

### **2.8.3 Carga Muerta: Peso de los materiales**

En la siguiente tabla se muestran algunos pesos de los materiales utilizados para el cálculo de la carga muerta total para este diseño.

**Tabla 10 Pesos unitarios de materiales de construcción.**

<b>Material</b>	<b>Peso Unitario KN/m<sup>3</sup></b>
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Acero	78.5
Aluminio	27.0
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22
Cielorraso de yeso sobre listones de madera	0.20
Cielorraso de mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55

*Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).*

#### **2.8.4 Carga viva**

La tabla siguiente detalla las sobrecargas incluidas en el cálculo de la carga muerta total para este proyecto.

**Tabla 11 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.**

<b>Ocupación o Uso</b>	<b>Carga uniforme kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Unidades educativas</b>	
Aulas	2.00
Corredores segundo piso y superior	4.00
Corredores primer piso	4.80
<b>Cubiertas</b>	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00

*Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).*

#### **2.7.5. Combinación para el diseño por última resistencia**

Cada estructura y sus componentes deben estar diseñados para proporcionar una resistencia de diseño igual o mayor que la de la carga incrementada.

**Tabla 12** Combinación para el diseño por última resistencia

<b>Combinación 1</b> 1.4D	<b>Combinación 5</b> 1.2D+1.0E+L+0.2S
<b>Combinación 2</b> 1.2D+1.6L+0.5máx [Lr; S; R]	<b>Combinación 6</b> 0.9D+1.0W
<b>Combinación 3</b> 1.2D+1.6Lmáx [Lr; S; R]+máx [L;0.5W]	<b>Combinación 7</b> 0.9D+1.0E
<b>Combinación 4</b> 1.2D+1.0W+L+0.5máx [Lr; S; R]	

*Nota. Tomado de (NEC-SE-CG, 2015).*

### 2.8.5 Cortante Basal

Se define como la “Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma” (NEC-SE-DS2015)

Según el mismo capítulo de peligro sísmico de la norma ecuatoriana, para determinar el cortante basal “V” se usa la siguiente expresión en función de los siguientes parámetros:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} w \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

**V**: Cortante basal de diseño.

**I**: Coeficiente de importancia.

**S<sub>a</sub>**: Espectro de diseño en aceleración.

**T<sub>a</sub>**: Periodo de vibración.

**R**: Factor de reducción de resistencia sísmica.

**φ<sub>P</sub>**: Coeficiente de configuración en planta.

**φ<sub>E</sub>**: Coeficientes de configuración en elevación.

**w:** Carga sísmica reactiva.

### **2.8.6 Factor de Importancia.**

Según NEC-SE-DS(2015) “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 daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.”

De igual manera la norma específica que se debe tomar este factor sobre la base de la clasificación que se muestra en la tabla 1.

**Tabla 13 Factores de importancia de acuerdo con el uso de la estructura**

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coef. I</b>
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

*Nota. Tomado de norma NEC-SE-DS(2015)*

### ***2.8.7 Valores de relación de amplificación espectral***

De igual manera NEC-SE-DS(2015) establece que los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico, y normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

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

$\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente.

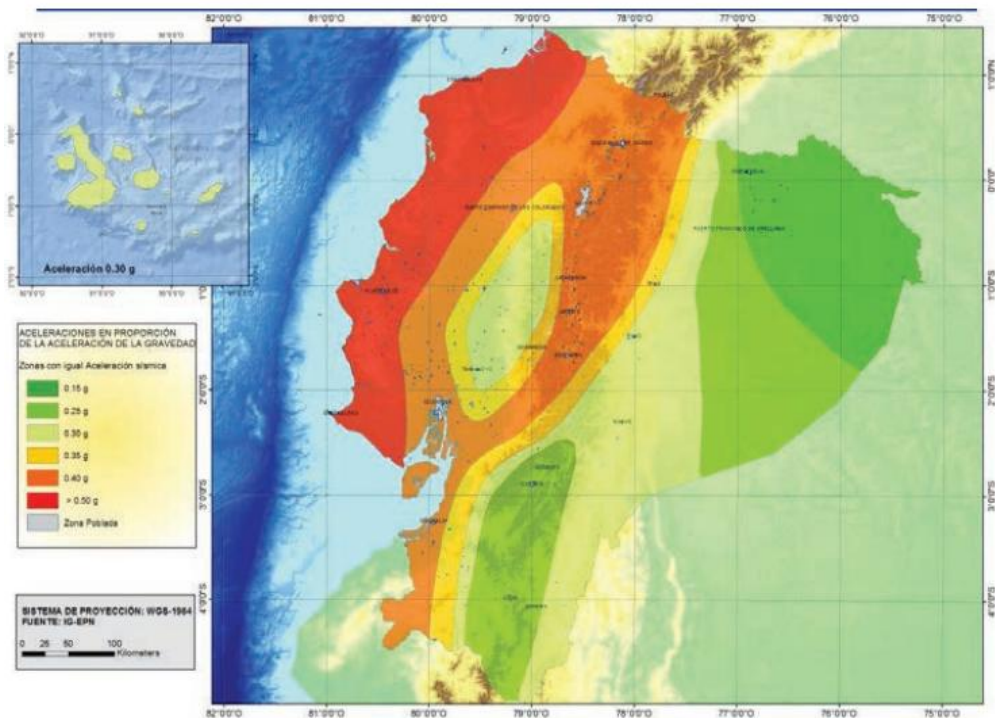
### ***2.8.8 Zonificación sísmica y factor de zona $Z$***

“El valor  $Z$  para edificios de uso normal, representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.” NEC-SE-DS(2015).

El valor del factor de zona  $Z$  depende del sitio donde se construirá la estructura, de acuerdo con el siguiente mapa.

**Figura 5.**

*Mapa de zonificación sísmica.*



*Nota. Tomado de norma NEC-SE-DS(2015).*

La misma norma especifica que el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

**Tabla 14** *Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.*

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

## 2.9. COEFICIENTES DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs

### 2.9.1 Coeficiente $F_a$

Es aquel que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Su clasificación se puede observar a continuación:

**Tabla 15** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>Factor Z</b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>B</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>C</b>	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
<b>D</b>	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
<b>E</b>	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
<b>F</b>	Véase Tabla 3 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de NEC-SE-DS					

*Nota.* Tomado de NEC-SE-DS(2015).

### 2.9.2 Coeficiente $F_d$

Es aquel que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**Tabla 16** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>Factor Z</b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
<b>B</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
<b>F</b>	Véase Tabla 3: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

*Nota.* Tomado de NEC-SE-DS(2015).

### 2.9.3 Coeficiente $F_s$

Es aquel que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período 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.

**Tabla 17** Criterio de Cuellar basado en la expansión.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor $Z$					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>Factor <math>Z</math></b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
<b>A</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
<b>D</b>	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
<b>E</b>	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
<b>F</b>	Véase Tabla 3: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

*Nota.* Tomado de NEC-SE-DS(2015).

### 2.9.4 Factor $R$

Según NEC-SE-DS(2015) El factor  $R$  permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad”. Su clasificación se observa en la siguiente tabla:

**Tabla 18** Coeficiente  $R$  para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	$R$
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

*Nota.* Tomado de NEC-SE-DS(2015).

**Tabla 19** Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

**Tabla 20** Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

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

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

## 2.10. PERIODO DE VIBRACIÓN T

### 2.10.1 Periodo De Vibración T NEC-SE-DS (2015)

NEC-SE-DS (2015) señala que el período de vibración aproximativo de la estructura T, puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

**T:** Período de vibración.

**C<sub>t</sub>:** Coeficiente que depende del tipo de edificio.

**h<sub>n</sub>:** Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

**Tabla 21** Gravedad específica de los minerales más conocidos

Tipo de estructura	C <sub>t</sub>	α
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos.	0.072	0.80
Con arriostramientos.	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

## 2.11. ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN NORMA NEC-SE-DS-2015

“El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura”. Además, la NEC-SE-DS (2015) añade que “Es un espectro de tipo elástico para una fracción de

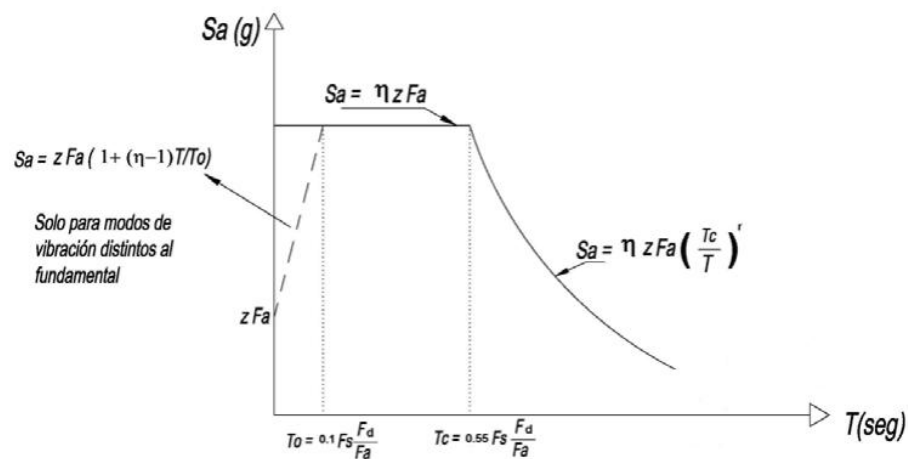
amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño” NEC-SE-DS(2015).

Los espectros de la normativa NEC-SE-DS-2015 se elaboran en base a categorización regional por zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico, usando un factor Z.

- a) Si se selecciona Z en base a la zonificación sísmica se usará el mapa y tabla de la sección 3.1.1 de la norma.
- b) Si se selecciona Z mediante las curvas de peligro sísmico para el diseño de estructuras de ocupación especial, se deben usar las gráficas de la sección 10.2 según corresponda, eligiendo en las ordenadas la tasa anual de excedencia, la cual se puede hallar calculando el inverso del período de retorno, la convergencia de la ordenada con la curva resultará en el valor de aceleración probable

**Figura 6.**

*Espectro sísmico elástico de aceleraciones.*



*Nota. Tomado de norma NEC-SE-DS(2015)*

Donde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

**$F_a$** : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$F_d$** : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**$F_s$** : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período 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.

**$S_a$** : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

**$T$** : Período fundamental de vibración de la estructura.

**$T_0$** : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**$T_c$** : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**$Z$** : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

Este espectro según definición de NEC-SE-DS(2015) corresponde a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% y se calcula utilizando las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 11}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

$r$ : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

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

$r = 1.5$  para tipo de suelo E.

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

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 13}$$

$$T_l = 2.4 F_d \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

**$T_L$** : Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

### ***2.11.1 Tipos de Suelo NEC-SE-DS-2015***

Según lo establecido en el numeral 3.2.1 de la norma NEC-SE-DS-2015, en Ecuador se clasifican los terrenos en seis categorías distintas. Para determinar estas clasificaciones, se analizan las propiedades geotécnicas presentes en los primeros 30 metros de profundidad del subsuelo, correspondientes a los tipos A, B, C, D y E (consultar anexo 2 para detalles). Cuando en este estrato superior existen capas con características geológicas distintas, estas deben identificarse mediante subíndices numéricos, donde "n" representa la capa más profunda y "1" la más superficial.

Para los suelos clasificados como Tipo F, se seguirán los lineamientos especiales descritos en el apartado 10.5.4 de la misma norma. Es importante destacar que, independientemente de la profundidad total del perfil del suelo, el análisis de respuesta sísmica se limitará exclusivamente a los primeros 30 metros, incluso si el estrato presenta una mayor extensión.” (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

NEC-SE-DS(2015) define seis tipos de suelos que se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 22** Clasificación de los perfiles de suelo.

<b>Tipo de perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 > S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $\omega \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5: Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.		

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

### 2.11.2 Derivas de piso.

Las derivas de piso, un parámetro fundamental en el diseño sismorresistente, se definen como los desplazamientos relativos que ocurren entre dos niveles consecutivos de un edificio cuando este es sometido a fuerzas sísmicas. La importancia de su control radica en que esta medida permite evaluar la deformación lateral de la estructura. En este sentido, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) establece límites máximos para estas derivas, asegurando así un desempeño sísmico adecuado y la seguridad de los ocupantes (Vivanco y Asqui, 2024).

**Tabla 23** Valores de  $\Delta M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

*Nota. Tomado de NEC-SE-DS(2015).*

### **2.11.3 Torsión**

En el diseño sismorresistente, el control de la torsión es un aspecto crítico, ya que sus efectos pueden comprometer la estabilidad y el desempeño general de una edificación. Para mitigar este fenómeno, se aplican diversas estrategias de diseño, como buscar la simetría en la configuración de la planta y asegurar una distribución uniforme de las masas y rigideces. El objetivo de estas medidas es lograr que la estructura responda de manera predecible, minimizando la concentración de esfuerzos torsionales (Esquivel Zavala, 2018).

La torsión en una estructura se produce por un movimiento rotacional que se origina cuando el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) no coinciden en la planta. El centro de masa es el punto donde actúan las fuerzas inerciales del sismo, mientras que el centro de rigidez es el punto donde se concentran las fuerzas resistentes de la estructura. Esta excentricidad, como explican Gómez y Maldonado (2015), genera la torsión natural, provocando desplazamientos y demandas de ductilidad adicionales, sobre todo en los elementos perimetrales del edificio.

La normativa ecuatoriana especifica cómo calcular este efecto. La NEC-SE-DS (2015) Determina que el momento torsional de diseño en cualquier nivel debe

ser calculado como el momento generado por las excentricidades entre las fuerzas laterales de los pisos superiores y la disposición de los elementos estructurales en el nivel que se evalúa.

Los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$ , calculado con la expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad \text{Ec. 15.}$$

Donde:

$A_x$ : Factor de amplificación torsional.

$\delta_{prom}$ : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{max}$ : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

#### ***2.11.4 Efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad***

“Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura” NEC-SE-DS(2015).

Los efectos P-Δ pueden reducir la capacidad de una estructura para resistir fuerzas sísmicas y pueden conducir a la inestabilidad. Aumentar la resistencia o la rigidez por sí solo puede no garantizar la estabilidad si la rigidez posterior al rendimiento se vuelve negativa debido a los efectos P-Δ(Humar et al., 2006).

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

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

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

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

$\Delta_i$ : Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso  $i$ .

$h_i$ : Altura del piso  $i$  considerado.

“Los efectos P- $\Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$ . Los efectos P- $\Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.3$ ” NEC-SE-DS(2015).

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

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

$F_{P-\Delta}$ : Factor de mayoración.

## 2.12. CRITERIOS DE DISEÑO (NEC-SE-HM)

### 2.12.1 Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)

Las estructuras de hormigón armado representan uno de los sistemas constructivos más empleados debido a su resistencia, durabilidad y versatilidad. De acuerdo con la NEC-SE-HM, estas estructuras se diseñan bajo criterios que garantizan el equilibrio entre seguridad, funcionalidad y economía, considerando tanto las cargas gravitacionales como las sollicitaciones sísmicas que puedan afectar la edificación. El diseño estructural debe asegurar un comportamiento dúctil, especialmente en zonas de alta sismicidad, permitiendo que las deformaciones

plásticas se concentren en zonas controladas, evitando colapsos frágiles. Así mismo, se establecen criterios mínimos para la calidad del concreto, el recubrimiento de los elementos y la disposición del refuerzo, buscando siempre una adecuada transmisión de esfuerzos y un óptimo desempeño estructural ante cargas extremas (NEC-SE-HM, 2015).

### **2.12.2 Requisitos de resistencia**

“La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores  $\phi$  de reducción.”(NEC-SE-HM, 2015)

Estos requisitos de resistencia se pueden obtener mediante las siguientes expresiones que obedecen al criterio de: Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{Ec. 18}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ec. 19}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

$P_u$ : Resistencia a carga axial requerida.

$M_u$ : Resistencia a momento requerida.

$V_u$ : Resistencia a cortante requerida.

### **2.12.3 Resistencia a la compresión**

Según NEC-SE-HM (2015) Se usarán los siguientes valores de resistencia a la compresión:

**Tabla 24** Valores de  $f'c$ .

<b>Rango</b>	<b><math>f'c</math> (MPa)</b>
Mínimo	21
Máximo	35

#### **2.12.4 Factores de reducción de resistencia**

En la tabla 21 se describen los factores de reducción de resistencia según NEC-SE-HM(2015)

**Tabla 25** Factores de reducción de resistencia.

<b>Solicitaciones</b>	<b>Factores de reducción de resistencia <math>\phi</math></b>
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
<b>Secciones controladas por compresión</b>	
Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

#### **2.12.5 Diámetros del acero de refuerzo**

Según NEC-SE-HM(2015) el refuerzo empleado en la construcción de estructuras de hormigón armado debe tener un diámetro nominal ( $db$ ) comprendido dentro de los valores expresados en la siguiente tabla:

**Tabla 26** Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo.

<b>Tipo</b>	<b>Diámetro mínimo de barra, <math>db</math></b>	<b>Diámetro máximo de barra, <math>db</math></b>
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre de mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm

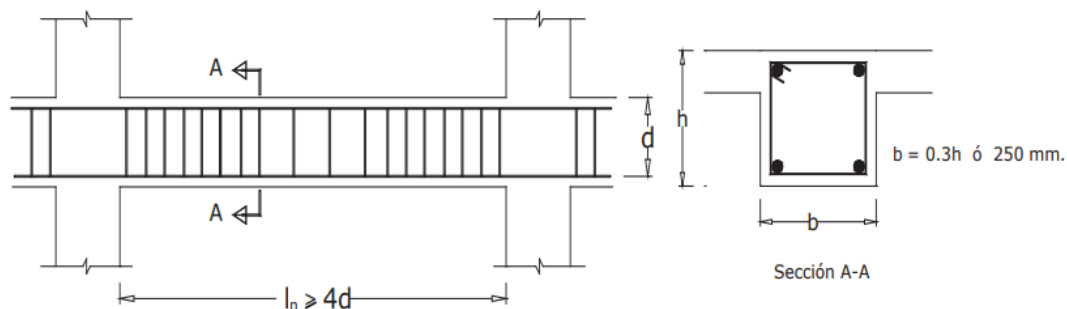
*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

### 2.12.6 Requisitos para elementos a flexión

NEC-SH-HM(2015) indica que las vigas y otros elementos estructurales de pórticos en flexión deberán cumplir con los siguientes requisitos: i) Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas, ii) Resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión, iii) Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento,  $P_u$ , no exceden  $0.10 f_c A_g$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas, iv) La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal, v) El ancho mínimo  $b$  sea 250 mm, vi) El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5.

**Figura 7.**

*Características de los elementos a flexión.*



*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

De igual manera NEC-SE-HM(2015) señala que el  $\phi V_n$  de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos,  $E$ , no debe ser menor que: i) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas y ii) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan  $E$ .

#### a) Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión. -

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tensión, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que:

$$A_s \geq \max \left[ \frac{1.4}{f_y} b_w d ; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \right] \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

$A_{s,min}$ : Área mínima de refuerzo de flexión ( $\text{mm}^2$ ).

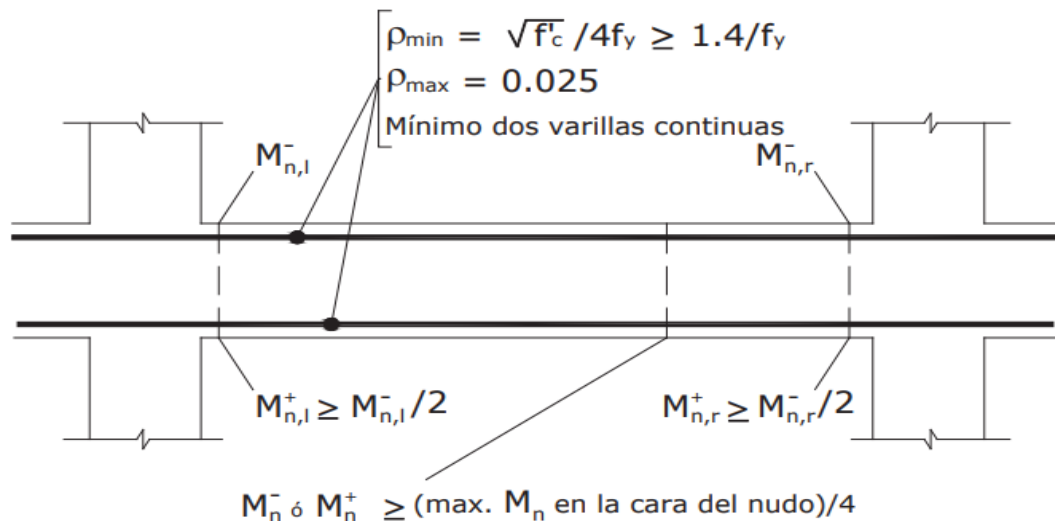
$b_w$ : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm).

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).

$f_y$ : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa).

**Figura 8.**

*Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.*

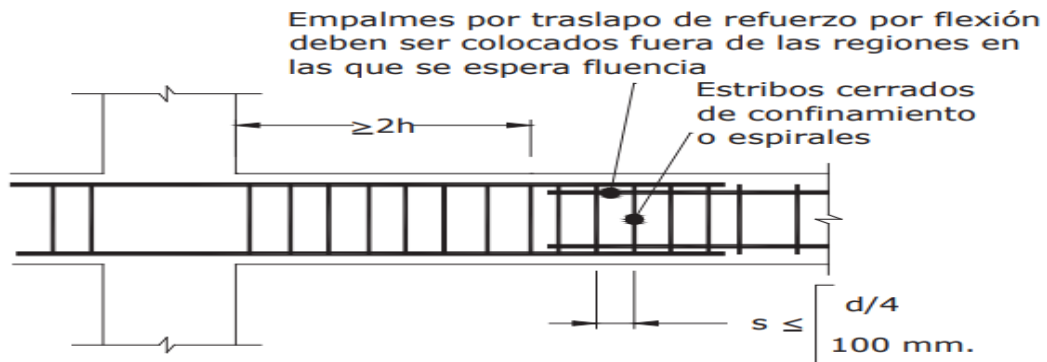


*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

- b) Estribos para confinamiento.** - El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder  $d/4$  ó 100 mm. No se debe hacer traslapes en: i) Los nudos, ii) Una distancia menor que  $2h$  de los extremos del elemento, donde  $h$  es su peralte, iii) Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.

**Figura 9.**

*Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.*

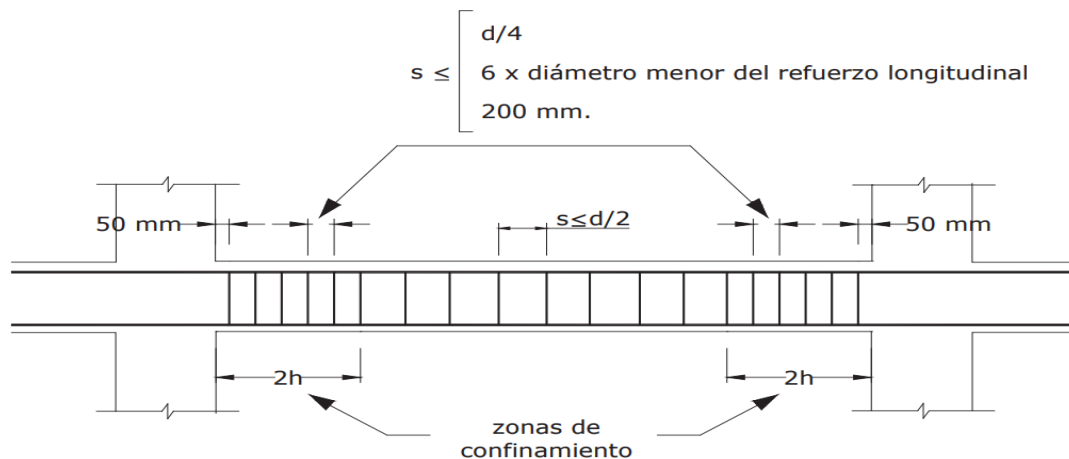


*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones: i) En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer estribo se coloca a 50 mm y el último a una distancia  $2 \cdot h$  de la cara de la conexión, ii) En longitudes  $2 \cdot h$  a cada lado de una sección en la que se puedan formar rótulas plásticas.

**Figura 10.**

*Separación de estribos.*



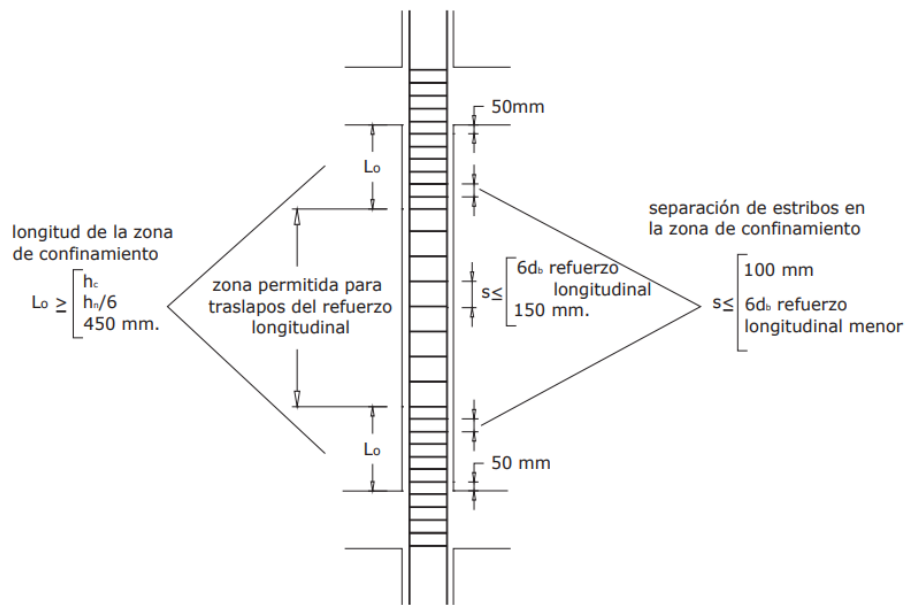
*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

### **2.12.7 Requisitos para elementos a flexocompresión**

- a) **Momentos últimos.** - “Las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos (en ambas direcciones horizontales) y carga axial” (NEC-SE-HM, 2015).
- b) **Cuantía máxima de refuerzo longitudinal.** - Se cumplirá con el siguiente requisito:

**Figura 11.**

*Separación de estribos.*



*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

$\rho_g$ : Área de refuerzo longitudinal.

$A_g$ : Área bruta de la sección.

- c) **Refuerzo transversal.** – Según NEC-SE-HM(2015) En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud  $L_o$ , el cual no puede ser menor que: i) Una sexta parte de la luz libre del elemento, ii) La máxima dimensión de su sección transversal y iii) 450 mm.

d) **Cuantía de refuerzo.** - El área del refuerzo en forma de estribos rectangulares/cuadrados no puede ser menor a:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \text{Ec. 23}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

$A_{sh}$ : Área total de las varillas que forman los estribos con separación  $s$  y perpendicular a la dimensión  $b_c$ , mm<sup>2</sup>.

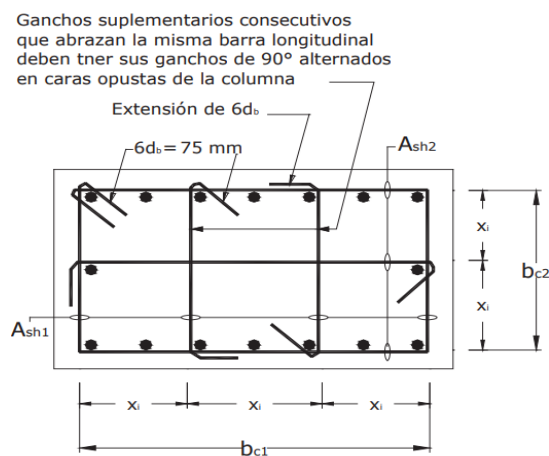
$s$ : Separación, centro a centro, entre estribos, mm.

$b_c$ : Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.

e) **Separación de estribos.** – NEC-SE-HM(2015) describe que más allá de la longitud  $L_0$ , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento  $s$  medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm

**Figura 12.**

*Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.*



*Nota. Tomado de (NEC-SE-HM, 2015)*

### **2.12.8 Requisitos para elementos a cortante**

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:  $\phi V_n \geq V_u$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. 25}$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f'c}db \quad \text{Ec. 26}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

$V_c$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$V_s$ : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

### **2.12.9 Prediseño de elementos**

La norma NEC-SE-HM entre sus requisitos presenta una guía amplia para el prediseño de columnas y vigas como se aprecia anteriormente. No obstante, para el prediseño de losas, conexiones y cimentaciones esta norma cita textualmente al código ACI-318, el cual presenta reglas estandarizadas para el diseño correcto de estos elementos.

## **2.13. DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES SEGÚN NEC-SE-HM Y ACI 318-19.**

La norma NEC-SE-HM (2015) señala que el diseño de las losas se realizará conforme a la norma ACI 318.

De acuerdo con el capítulo 8 de la norma (ACI 318-19,) para el diseño de losas en dos direcciones se debe considerar principalmente lo siguiente:

- Efectos de cargas concentradas, aberturas de la losa y vacíos de la losa.

- Las losas preesforzadas con un esfuerzo efectivo promedio a compresión menor a 0.9MPa deben diseñarse como losas no preesforzadas,
- Se deben utilizar los ábacos correspondientes para losas no preesforzadas para reducir el espesor mínimo requerido o la cantidad de refuerzo corrugado para momento negativo sobre un apoyo.
- En el caso de usar un descolgado para cortante para aumentar la sección crítica para cortante en un nudo losa-columna de la superficie interior de la losa y extenderse una distancia horizontal medida desde la cara de la columna, la cual debe ser igual al espesor de la proyección bajo la superficie inferior de la losa.

### 2.13.1 Límites de diseño.

Para losas no preesforzadas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor a, el espesor total de la losa  $h$  no debe ser menor que los valores mostrados en la tabla 27 y no debe ser menor a los siguientes valores:

- Losas sin ábacos, en donde el ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos una cuarta parte del espesor de la losa adyacente (125 mm)
- Losas con ábacos, en donde el ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo por una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida a centro de los apoyos en esa dirección (100mm).

**Tabla 27** Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm)

$f_y$ Mpa	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
<b>280</b>	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$

<b>420</b>	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
<b>550</b>	$\frac{\ell_n}{27}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$

$\ell_n$  es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).  
Para  $f_y$ , entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si  $\alpha_f$  es menor que 0.8.

Nota: Tomado de (ACI 318-19, n.d.)

Los espesores mínimos mostrados en la tabla 27 se basan en que su uso de refuerzo longitudinal con  $f_y > 550$  MPa puede conducir a mayores deflexiones a largo plazo que en los casos con  $f_y < 550$  MPa a menos que los esfuerzos de servicio asociados calculados para secciones fisuradas sean menores que 280 MPa.

Para losas no preesforzadas con vigas con apoyos en toda su sección, el espesor total de la losa  $h$  debe ajustarse a los límites establecidos en la tabla 28.

Para paneles con una relación entre la luz larga y la luz corta superior a 2, aplicar las ecuaciones de la tabla 28, que especifican el espesor mínimo como una fracción de la luz larga, podría resultar en resultados irrazonables.

**Tabla 28** Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

$\alpha_{fin}$	Espesor mínimo, h, mm		
$\alpha_{fin} \leq 0.2$	Se aplica tabla 15		(a)
$0.2 < \alpha_{fin} \leq 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fin} > 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

$\alpha_{fin}$  es el valor promedio de  $\alpha$ , para todas las vigas en el borde de un panel.

$\ell_n$  corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

*El término  $\beta$  es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.*

*Nota: Tomado de (ACI 318-19, n.d.)*

En bordes discontinuos de losas que cumplen con la tabla 28, debe disponerse una viga de borde con un  $a \geq 0.80$ , o se debe aumentar el espesor mínimo requerido por (b) o (d) de la tabla 16, por lo menos un 10% en el panel que tenga un borde discontinuo.

Se permite incluir en  $h$  el espesor del afinado de piso de concreto, cuando este sea construido monolíticamente con la losa, o el acabado se diseñe como elemento compuesto de la losa de piso.

Si se emplean estribos de una o varias ramas como refuerzo de cortante, la losa debe tener el espesor suficiente.

### ***2.13.2 Límites para la deflexión calculada***

La norma ACI 318-19 indica que las deflexiones inmediatas y a largo plazo no deben exceder los límites establecidos para las losas en dos direcciones definidas en (a) hasta (c):

- a) Losas no preesforzadas que no cumplen con los límites de diseño.
- b) Losas no preesforzadas sin vigas interiores entre apoyos en todos los lados y que tienen una relación entre los lados corto y lado largo mayor de 2.0.
- c) Losas preesforzadas.

La deflexión a corto y a largo plazo y la convexidad deben calcularse y confrontarse con los requisitos de funcionamiento de la estructura.

#### ***2.13.2.1 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en losas no preesforzadas***

Las losas no preesforzadas deben ser controladas por tracción de acuerdo a la norma ACI 318. Los fundamentos para el límite de la deformación unitaria de losas en dos direcciones son los mismos que para vigas.

### **2.13.3 Resistencia requerida**

Según NEC, la resistencia requerida debe ser calculada de acuerdo con las combinaciones de mayoración de cargas conforme a los procedimientos de análisis.

En un sistema de losa apoyado sobre columnas o muros, las dimensiones  $c_1$ ,  $c_2$   $\ell_n$ , deben basarse en un área de apoyo efectiva. El área de apoyo efectiva está definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco o descolgado para cortante si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o volumen en forma de cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o cartela, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45 grados con respecto al eje de la columna.

Una franja de columna es aquella parte del diseño que tiene un ancho a cada lado del eje de la columna igual a  $0.25\ell_2$ , o  $0.25\ell_1$ , el que sea menor. Las franjas de columna deben incluir las vigas dentro de la franja, si las hay.

## **2.14. DISEÑO DE CIMENTACIONES SEGÚN NEC-SE- GC Y ACI 318-19.**

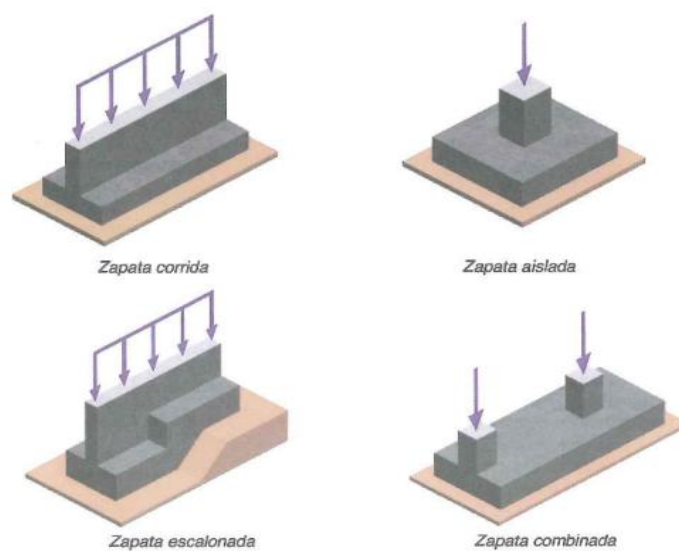
Los parámetros establecidos en la norma ACI 318-19, indican que su diseño debe ser aplicado para cimentaciones de tipo preesforzadas y no preeforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales, profundas y muros de contención, las cuales se mencionan a continuación:

- a) Zapatas corridas.
- b) Zapatas aisladas.
- c) Zapatas combinadas.
- d) Losas de cimentación.
- e) Vigas sobre el terreno.

- f) Cabezales de pilotes.
- g) Pilotes.
- h) Pilotes excavados.
- i) Cajones de cimentación (caissons).
- j) Muros de contención en voladizo
- k) Muros de contención en voladizo con contrafuertes

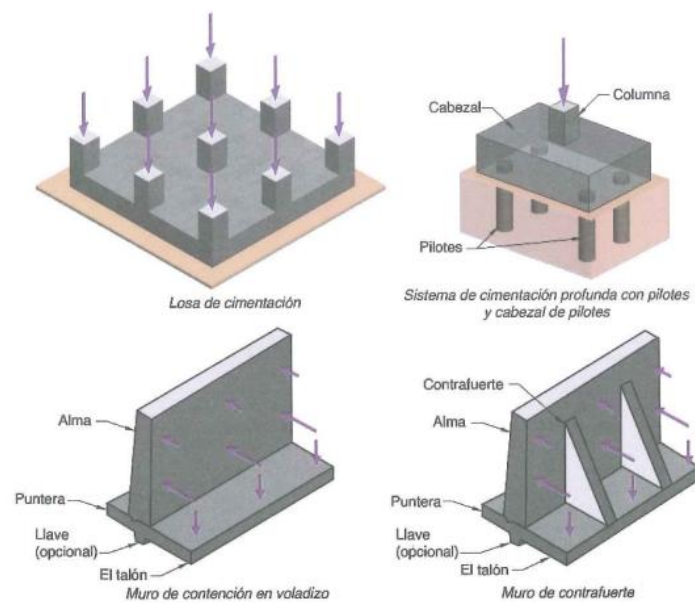
**Figura 3**

*Tipos de cimentaciones*



**Figura 4**

*Tipos de cimentaciones*



*Nota: Tomado de (NEC-SE-CG, 2015)*

En cuanto a la norma NEC-SE-GC, las cimentaciones son clasificadas como superficiales o profundas, de acuerdo a la siguiente relación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{cimentación superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{cimentación profunda}$$

Dónde:

Df= Profundidad de desplante.

B= Ancho de cimentación

El tipo de cimentación será elegido de acuerdo a un análisis sobre el tipo de edificación, las cargas a transmitir, condiciones de suelo obtenidos mediante ensayos de campo y laboratorio, capacidad admisible y costos que presenten cada tipo de cimentación.

### ***2.14.1 Criterios de diseño para zapatas aisladas según ACI 318-19***

Para el diseño de zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo tiene que repartirse de manera uniforme a lo largo del ancho total de la zapata en las dos direcciones.

En zapatas rectangulares, la disposición del refuerzo debe ajustarse a los siguientes criterios:

- a) En zapatas rectangulares, la disposición del refuerzo debe ajustarse a los siguientes criterios:
- b) Para el refuerzo en la dirección corta, una parte del refuerzo total,  $\gamma_s A_s$ , debe ser dispuesta de manera uniforme a lo largo de una franja con un ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata, centrada en relación con el eje de la columna o pedestal. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta,  $(1-\gamma_s)A_s$ , debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

### **2.14.2 Criterios de diseño para zapatas aisladas según NEC-SE-GC.**

La norma NEC-15, establece principalmente lineamientos generales para el diseño estructural de cimentaciones. Entre los criterios más relevantes, se mencionan los siguientes:

- a) Es necesario el cálculo de excentricidades que se generen entre el punto de aplicación de cargas resultantes y el centroide de la cimentación. Las excentricidades se deben evaluar en el cálculo de capacidad ante falla, capacidad admisible y asentamientos totales, diferenciales y giros.
- b) Mediante el efecto interacción suelo-cimentación, se determinan los niveles de esfuerzos y deformaciones.
- c) Los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura afectan directamente al comportamiento de la estructura, se podría aumentar el periodo de vibración, modificar el amortiguamiento y se reducen la ductilidad. (NEC-SE-CG, 2015)

Para el diseño de zapatas aisladas, la norma NEC15 propone evaluar factores de capacidad de carga para determinar el estado límite de falla en el diseño.

Uno de los factores a evaluar, es la capacidad de carga admisible  $q_{adm}$ , la cual debe establecerse de acuerdo a la profundidad recomendada para el desplante de la cimentación. Este parámetro debe ser menor entre  $\frac{q_{unet}}{FS}$  y aquel esfuerzo que produzca un asentamiento no mayor al máximo tolerable por la estructura. (NEC-SE-CG, 2015)

En el caso de realizar una excavación para las cimentaciones, la capacidad de carga admisible se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_{net}}{FS} + q_{ob} \quad \text{Ec. 28}$$

Dónde:

$q_{net}$  = Capacidad de carga neta

$q_{ob}$  = Esfuerzo geostático total removido a nivel de desplante de la cimentación.

FS = Factor de seguridad.

Otro parámetro a considerar en el diseño de zapatas aisladas es la capacidad de carga última  $q_u$  que representa al esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación para alcanzar la falla del sistema suelo- cimentación. Si se realiza una excavación a nivel de la cimentación, la falla será producida por el esfuerzo en exceso al esfuerzo geostático a nivel de la cimentación:

$$q_{net} = q_u + q_{ob} \quad \text{Ec. 29}$$

Dónde:

$q_{net}$  = Capacidad de carga neta

$q_u$  = Capacidad de carga última

$q_{ob}$  = Esfuerzo geostático total removido a nivel del desplante de la cimentación

## 2.15. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN ASCE 7-22.

En el capítulo 12.2 de la norma (ASCE 7-22, 2022) hace referencia a la tabla 12.2-1, la cual indica los diversos tipos de sistemas estructurales que pueden acoplarse según los parámetros de diseño de la estructura, tenemos por ejemplo que, un sistema básico de resistencia a fuerzas sísmicas laterales y verticales deberá cumplir con uno de los tipos de sistema estructural de tabla, así mismo puede haber una combinación de sistemas según requiera la estructura. En la tabla 12.2-1, cada sistema se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales. Por tanto, los sistemas estructurales deberán regirse y cumplir las limitaciones del sistema y la altura estructurales  $h_n$ . El coeficiente de modificación de respuesta  $R$ , el factor de sobre resistencia, y el factor de amplificación de la deflexión se utilizarán para determinar el esfuerzo cortante basal, las fuerzas de diseño de los elementos y la deriva de piso de diseño.

Para el diseño de la estructura de la presente investigación, se determinó la viabilidad de los requisitos específicos del literal c de la tabla 12.2-1 de la norma

ASCE 7-22. Estos parámetros considerados se detallan a continuación en la tabla 29:

**Tabla 29** Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Sistema resistente a fuerzas sísmicas	Sección ASCE 7 donde se especifican los requisitos de detalle	Coeficiente de modificación de respuesta, $R^a$	Factor de sobrerresistencia, $\Omega_0^b$	Factor de amplificación de la deflexión, $C_d^c$	Limitaciones del sistema estructural, incluyendo altura estructural, $h_u$ , límites (ft) <sup>d</sup>				
					Categoría de diseño sísmico				
					A	B	C <sup>e</sup>	D <sup>e</sup>	E <sup>f</sup>
C. Sistemas de marcos resistentes a momentos									
1. Marcos especiales de acero resistentes a momentos	14.1 y 12.2.5.5	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Marcos especiales de acero resistentes a momentos con celosía	14.1	7	3	5 ½	NL	NL	160	100	NP
3. Marcos intermedios de acero resistentes a momentos	12.2.5.7 y 14.1	4 ½	3	4	NL	NL	35 <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
4. Marcos ordinarios de acero resistentes a momentos.	12.2.5.6 y 14.1	3 ½	3	3	NL	NL	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>
5. Marcos especiales de hormigón armado resistentes a momentos <sup>m</sup>	12.2.5.5 y 14.2	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Marcos intermedios de hormigón armado resistentes a momentos	14.2	5	3	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Marcos ordinarios resistentes a momentos de hormigón armado	14.2	3	3	2 ½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Marcos especiales de acero y hormigón resistentes a momentos.	12.2.5.5 y 14.3	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Marcos intermedios de acero y hormigón resistentes a momentos	14.3	5	3	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Marcos compuestos de acero y hormigón resistentes a momentos parcialmente restringidos	14.3	6	3	5 ½	160	160	100	NP	NP
11. Marcos ordinarios de acero y hormigón resistentes a momentos	14.3	3	3	2 ½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Marco especial de acero atornillado y conformado en frío resistentes a momentos <sup>n</sup>	14.1	3 ½	3 <sup>o</sup>	3 ½	35	35	35	35	35

*a* Coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , para su uso en toda la norma. Tenga en cuenta que  $R$  reduce a un nivel de resistencia, no a un nivel de tensión admisible.

*b* Cuando el valor tabulado del factor de sobrerresistencia, sea mayor o igual a 2 ½ se permite reducir restando el valor de ½ para estructuras con diagramas flexibles.

*c* Factor de amplificación de la deflexión  $C_d$ , para su uso en las secciones 12.8.6, 12.8.7, 12.9.1.2 y 12.12

*d* NL= No limitado y NP= No permitido. Para unidades métricas del SI, multiplique por 0.348 m/pie y redondee al 0.1 m más cercano.

*e Consulte la sección 12.2.5.4 para obtener una descripción de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con una altura,  $h_n$  de 73.2 m (240pies) o menos.*

*f Consulte la sección 12.2.5.4 para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con una altura estructural,  $h_n$ , de 48.8m (160pies) o menos,*

*k Consulte la sección 12.2.5.7 para conocer las limitaciones en las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F.*

*m En la sección 2.3 de ACI 318, la definición de “marco de momento especial” incluye la construcción prefabricada y la colada in situ.*

*n Los marcos de momento especiales atornillados de acero conformado en frío deben limitarse a una altura de un piso de acuerdo con la norma ANSI/AISI S400*

*Nota: Tomado de (ASCE 7-22, 2022)*

## **CAPITULO III: METODOLOGÍA**

### **3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

#### ***3.1.1. Tipo.***

La presente investigación es de tipo cuantitativa y aplicada (De La Cruz Tomalá, G. A., & Yagual Panchana, P. J. 2022). Cuantitativa porque se basa en la obtención y uso de datos numéricos, cálculos estructurales realizados mediante un análisis estático y dinámico lineal, conforme a las normativas técnicas como la NEC 15 y ASCE 7-22, para evaluar la resistencia sísmica del edificio. Asimismo, es aplicada, ya que el objetivo de la investigación es diseñar y validar la funcionalidad y resistencia de un bloque de aulas, utilizando criterios sismo resistentes y las normativas de construcción vigentes.

#### ***3.1.2. Nivel.***

Según el desarrollo de la investigación, se clasifica bajo un nivel descriptivo ya que presenta las características estructurales, normas técnicas aplicadas y las condiciones sísmicas para el diseño del bloque de aulas. Además, se considera una investigación de nivel explicativo, puesto que no solo describe los resultados del análisis sismorresistente, sino que también explica las razones de cumplimiento e incumplimiento de las normas vigentes, proponiendo soluciones técnicas para los parámetros que no cumplen los requerimientos de las normas aplicadas en el estudio.

### **3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.**

#### ***3.2.1. Método.***

Se aplicará el método analítico. El estudio estará compuesto del diseño estructural de cada parte o elemento que conformará la estructura, considerando características como el tipo de elemento, cargas, materiales, condiciones de diseño, condiciones sísmicas, entre otras. De acuerdo con este método, se evalúa la composición del sistema estructural, con la finalidad de analizar su comportamiento sísmico resistente según las normativas NEC 15 y ASCE 7-22.

### ***3.2.2. Enfoque.***

La investigación tiene un enfoque cuantitativo y objetivo, ya que se realiza mediante la obtención, análisis e interpretación de datos numéricos. Estos datos provienen de la aplicación de cálculos estructurales y simulaciones de la estructura mediante software especializado, con el objetivo de determinar el comportamiento sísmico resistente de la estructura y su cumplimiento de acuerdo a las normas de construcción.

### ***3.2.3. Diseño.***

La investigación se clasifica como no experimental, dado que la estructura se construye desde el diseño arquitectónico hasta alcanzar su análisis estructural definitivo. Así, la estructura no se evalúa con variables ya existentes, ni necesita la manipulación de su entorno, sino que se propone un nuevo diseño estructural con parámetros y características definidas por el autor.

## **3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.**

### ***3.3.1. Población.***

La población está conformada por los diseños estructurales de edificaciones destinadas a unidades educativas de Ecuador, especialmente aquellas estructuras que puedan ser evaluadas y comparadas por tener características similares a la propuesta de la presente investigación, utilizando las normas técnica NEC 15 y ASCE 7-22.

### ***3.3.2. Muestra.***

La muestra está compuesta por un modelo estructural hipotético de un bloque de aulas para una unidad educativa, diseñado con base en características de suelo obtenidas mediante la homologación de espectros de respuesta, y en función a las dimensiones comunes establecidas para la estructura de uso educativo.

### ***3.3.3. Muestreo.***

El modelo estructural final elegido en función del modelo con mejor desempeño sísmico en la estructura, considerando su relevancia para el cumplimiento de los objetivos de la investigación y su aplicación a estructuras de uso educativo en el país.

## **3.4. HOMOLOGACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO.**

### ***3.4.1. Ubicación del sector de estudio.***

El proceso de homologación comienza con la elección de una ciudad de la provincia de Santa Elena, tomando en cuenta la variedad geológica y el grado de riesgo sísmico de la zona.

La provincia está conformada por 3 cantones: Salinas, La Libertad y Santa Elena, siendo este último el de mayor extensión territorial. Por tanto, se elige la ciudad de Santa Elena como referencia para el estudio y homologación del espectro de diseño.

**Figura 5** Mapa de la provincia de Santa Elena



### **3.4.2. Características geológicas de Santa Elena.**

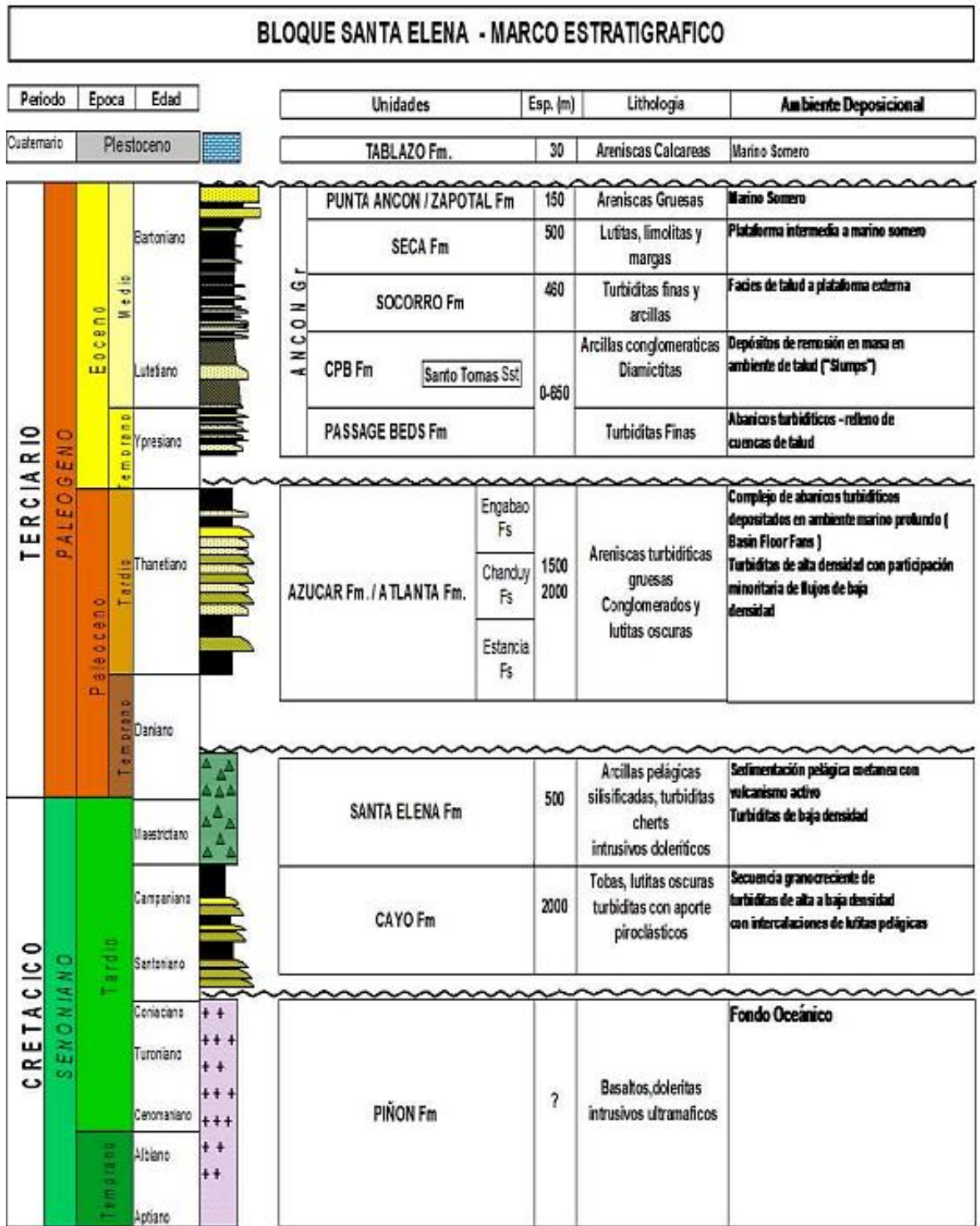
Tomando como referencia el mapa geológico y el marco estratigráfico de los suelos de la provincia de Santa Elena, se determinan los tipos de suelos más relevantes en el sector.

**Figura 6** Mapa geológico de la provincia de Santa Elena



**Nota:** Tomado de Mite, B. S. (2024)

Figura 7 Mapa estratigráfico de la provincia de Santa Elena



Nota: Tomado de Mite, B. S. (2024)

De acuerdo a las figuras 6 y 7, se puede observar que los suelos más representativos de la provincia de Santa Elena son:

**Tipo C:** Suelo compuesto por areniscas turbidificas gruesas depositados en el ambiente marino profundo, además de conglomerados y lutitas oscuras.

**Tipo D:** Pertenecen al periodo cuaternario y está conformado por areniscas calcáreas.

**Tipo E:** Contiene arcillas pelágicas silisificadas, turbiditas de baja densidad, cherts intrusivos y doleríticos.

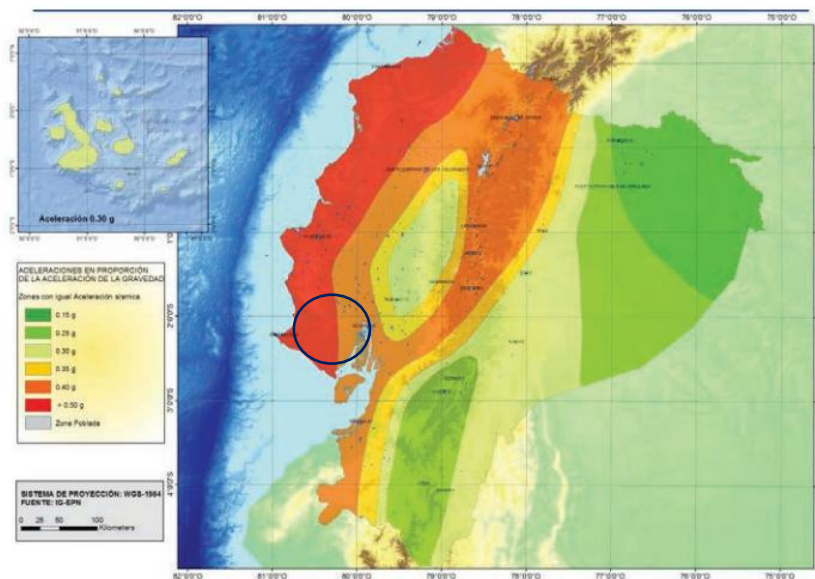
**Tabla 30** Datos geológicos de la ciudad de estudio

Ciudad	Tipo de suelo		Espesor de capa (m)
	NEC-15	ACE 7-22	
Santa Elena	E	D o DE	500

*Nota:* Datos inferidos

### 3.4.3. Peligrosidad sísmica.

**Figura 8** Mapa de zonificación sísmica del Ecuador



*Nota:* Tomado de NEC-15

El mapa de zonificación sísmica, es resultado del estudio de peligrosidad sísmica correspondiente a un 10 % de excedencia sísmica en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. Este estudio establece aceleraciones sísmicas en roca en el litoral ecuatoriano de hasta 0.50 g correspondiente a la zona VI. La

Norma Ecuatoriana de la Construcción, clasifica a Santa Elena en la categoría VI, la cual corresponde a zonas de muy alta peligrosidad sísmica.

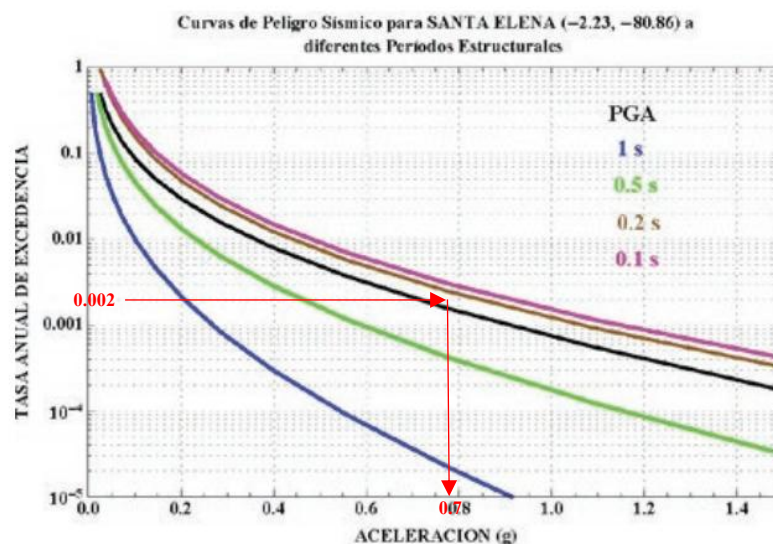
**Tabla 31** Valor de factor Z para Santa Elena

<b>Zona sísmica</b>	<b>VI</b>
<b>Factor z</b>	$\geq 0.50$
<b>Caracterización de peligro sísmico</b>	Muy alta

*Nota: Tomado de NEC-15*

El factor Z para el sector de estudio, se obtendrá a partir de la curva de peligro sísmico para Santa Elena, de acuerdo con las especificaciones establecidas en los anexos de la NEC 15. Se considerará una tasa anual de excedencia de 0.0021053 que corresponde al inverso de un periodo de retorno de 475 años. Para la provincia de Santa Elena, el valor adoptado en el factor z, será de 0.7.

**Figura 9** Curva de peligro sísmico, Santa Elena



*Nota: Tomado de NEC-15*

### 3.4.4. Espectro de diseño elástico.

Para llevar a cabo la coincidencia espectral, es fundamental tener en cuenta algunos datos como: ciudad y estado, coordenadas de latitud y longitud, nivel de riesgo estructural, y la clasificación del suelo (A, B, BC, C, D, DE, E).

**Tabla 32** Coeficientes de diseño para la ciudad de estudio

<b>DATOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO SEGÚN LA NORMA NEC--15</b>						
<b>CIUDAD</b>	<b>Z</b>	<b>Fa</b>	<b>Fd</b>	<b>Fs</b>	<b>r</b>	<b><math>\eta</math></b>
<b>SANTA ELENA</b>	0.7	0.85	1.5	2	1.5	1.8

*Nota: Tomado de NEC-15*

### **3.4.5. Espectro de referencia.**

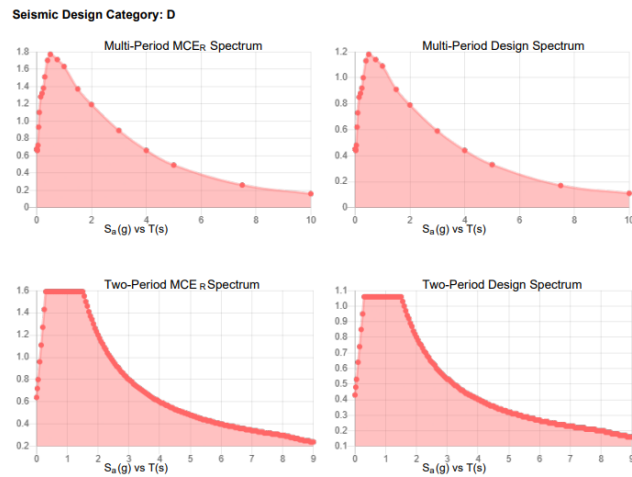
Utilizando la plataforma ASCE 7 Hazard Tool, se obtendrá un espectro de diseño de dos periodos, el cual ya se encuentra procesado según las bases de la data sísmica del USGS, para homologarlo al espectro de diseño generado conforme a los parámetros de NEC 15. Esta herramienta permite obtener espectros de diseño sísmico de dos periodos y multiperiodos, únicamente de las ciudades pertenecientes a Estados Unidos.

Para realizar la coincidencia espectral, es importante considerar ciertos datos como: ciudad y estado, latitud y longitud, categoría de riesgo estructural, y el tipo de suelo (A, B, BC, C, D, DE, E).

Para el proceso de homologación se utilizarán espectros de diseños multi periodos y espectros de diseño de 2 periodos para un periodo de retorno de 475 años.

La búsqueda de las ciudades que contengan un espectro de diseño con valores similares al obtenido mediante la norma NEC-15, se basará en criterios como la zonificación sísmica, tipo de suelo y parámetros causales sismológicos.

**Figura 10** Tipo de reporte de datos que brinda ASCE 7 Hazard Tool

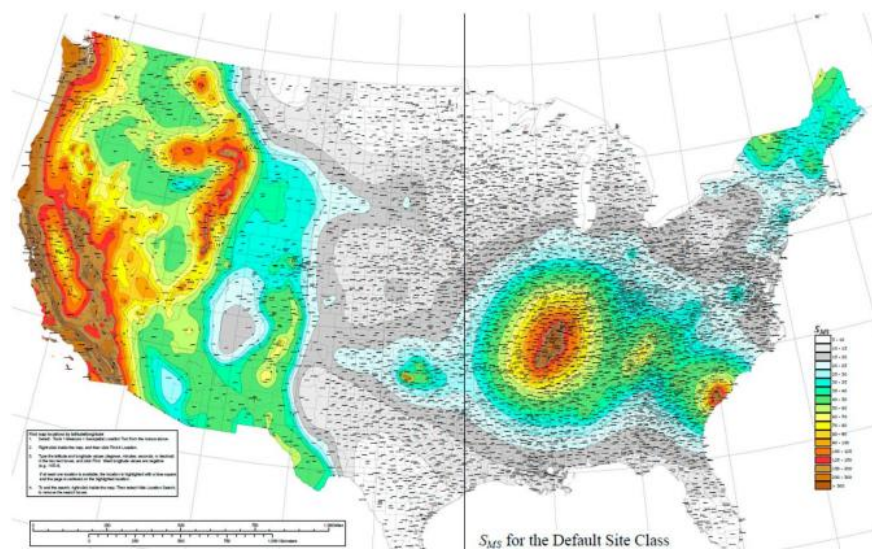


*Nota: Tomado de NEC-15*

### 3.4.6. Selección de espectro por zonificación sísmica.

Para la elección del espectro, se empleará el mapa  $S_{MS}$  correspondiente a un periodo de retorno de 2475 años, el cual está disponible en la página de USGS. Este mapa permitirá identificar ciudades de Estados Unidos que presenten espectros de diseño de dos periodos con máximas aceleraciones similares al espectro de diseño obtenido según NEC-15.

**Figura 11** Mapa zonificación sísmica de EE.UU



*Nota: Tomado de ASCE 7-22*

El parámetro a considerar, será que el valor máximo de  $S_{DS}$  del espectro ASCE 7-22, debe ser igual o aproximado a  $S_{a \max}$  del espectro de diseño obtenido mediante la norma NEC-15. Es decir:

$$S_{a \max} \cong S_{DS} \quad ; \quad S_{DS} \cong \eta Z F_a$$

$$(1.5)S_{DS} \cong S_{MS} \quad ; \quad S_{DS} \cong \frac{S_{MS}}{1.5}$$

$$\frac{S_{MS}}{1.5} \cong \eta Z F_a$$

Por tanto, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$S_{MS} \cong (1.5)\eta Z F_a$$

De acuerdo a la ecuación mostrada, se determinan los siguientes valores SMS para la ciudad elegida en el estudio:

**Tabla 33** Valores de aceleración máxima del espectro de Santa Elena

<b>ORDENADAS ESPECTRALES MÁXIMAS</b>		
	<b>NEC-15</b>	<b>ASCE 7-22</b>
<b>CIUDAD</b>	<b>Tr= 475 años</b>	<b>Tr= 2475 años</b>
	<b><math>S_{a \max} = \eta Z F_a</math></b>	<b><math>S_{MS} = (1.5)S_{a \max}</math></b>
<b>SANTA ELENA</b>	1.07	1.61

*Nota: Datos inferidos*

### **3.4.7. Selección de espectro por tipo de suelo y compacidad del suelo.**

En esta sección, se establece la relación de los tipos de suelo establecidos en la NEC-15 y la tipología propuesta por la norma ASCE 7-22, con el fin de determinar su correlación técnica, a partir de sus valores de velocidad de propagación de onda de corte ( $V_{s30}$ ). La siguiente tabla muestra la correlación de ambas normas:

**Tabla 34** Comparación y relación de tipos de suelo según ASCE 7-22 Y NEC-15

ASCE 7-22	DESCRIPCIÓN	Vs30 (m/s)		NEC-15	Vs30 (m/s)	
<b>A</b>	Roca dura	>1525		<b>A</b>	>1500	
<b>B</b>	Roca semidura	915	1525	<b>B</b>	760	1500
<b>BC</b>	Roca suave	640	915			
<b>C</b>	Arena muy densa y arcilla rígida	440	640	<b>C</b>	360	760
<b>CD</b>	Arena densa y arcilla muy dura	300	440			
<b>D</b>	Arena medianamente densa y arcilla dura	215	300	<b>D</b>	180	360
<b>DE</b>	Arena suelta y arcilla media dura	150	215			
<b>E</b>	Arena muy suelta y arcilla blanda	<150		<b>E</b>	<180	
<b>F</b>	Suelos colapsables			<b>F</b>	Suelos colapsables	

*Nota: Datos homologados de ASCE 7-22 y NEC-15*

De acuerdo con la tabla 34, se observa que la normativa ASCE 7-22, establece tres tipos de suelo adicionales en comparación con la NEC-15.

La norma NEC-15 agrupa los tipos de suelo B Y BC en la categoría tipo B. Lo mismo sucede con los suelos tipo C y CD, que son considerados como tipo C en la norma ecuatoriana. Finalmente, la categoría tipo D de la NEC-15, también agrupa a los suelos tipo D y DE de la ASCE 7-22.

Con base en esta comparación, se concluye que deben seleccionarse ciudades de Estados Unidos con suelos tipo D o DE, de acuerdo con la clasificación de la ASCE 7-22, ya que según el sector de diseño que es Santa Elena está en la clasificación tipo D según NEC-15.

A continuación, se presentan las posibles ciudades para el proceso de homologación espectral, elegidas según el tipo de suelo:

**Tabla 35** Ciudades con valores  $S_{MS}$  y tipo de suelo coincidente con la ciudad de diseño

CIUDAD DE DISEÑO	CIUDAD REFERENCIAL	ESTADO	SUELO	UBICACIÓN	
				LATITUD	LONGITUD
Santa Elena	San Rafael	California	D	37.986076	-122.534752
	San Diego	California	DE	32.715736	-117.161087
	Quincy	California	D, DE	39.935200	-120.942200
	Waverville	California	C, DE	40.730978	-122.941971
	Oakland	California	DE	37.803410	-122.274666

*Nota: Datos tomados de USGS (2023)*

### 3.4.8. Selección de espectro por aspectos sismológicos.

Utilizando la herramienta NGA-West2 de Peer Ground Motion Database nos permite acceder a registros sísmicos representativos que son recopilados globalmente para análisis de ingeniería. En la página se pueden buscar, filtrar y descargar registros según características específicas como escala de magnitud del momento ( $M_w$ ), distancia mínima a la falla ( $R_{rup}$ ), velocidad promedio de la onda de corte a los 30 metros de profundidad ( $V_{s30}$ ) y espectros determinados por el usuario en formato CSV.

**Escala de magnitud del momento (MW):** Chunga, K., Martillo, C., Pazmiño, N., Quiñonez, M. F., & Huaman, F. (2021), en su investigación titulada “Estimación de máximos niveles de sismicidad para el Litoral Ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos y sismotectónicos” presenta valores de  $M_w$  obtenidos mediante un análisis DSHA. El estudio señala que la provincia de Santa Elena, presenta una máxima de magnitud del momento en el rango de 7.2 a 8.2 en la zona de subducción continental entre las placas de Nazca-Sudamericana.

**Distancia mínima a la falla (Rrup):** Según Tumbaco Reyes, B. L. (2023), los valores de la distancia más cercana al plano de falla ( $R_{rup}$ ), pueden determinarse en función a la posición de sitio y el plano de falla. Para aquello, se emplean cálculos trigonométricos que consideran la distancia epicentral,

profundidad focal y la inclinación del plano de falla, de tal manera se obtienen los siguientes resultados para el sector de estudio:

**Tabla 36** Datos de Rrup para la ciudad de estudio

CIUDAD	PROFUNDIDAD		Rx (Km)		Rrup (Km)	
	(Km)		MIN.	MAX.	MIN.	MAX.
	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.
Santa Elena	40	70	68	70	79	99

*Nota: Datos tomados de USGS (2023)*

### Velocidad promedio de la onda de corte a los 30 metros de profundidad

( $V_{s30}$ ): Este valor generalmente se obtiene mediante ensayos geotécnicos, sin embargo, es posible estimarse con los datos que brinda la tabla 7 del presente estudio, la cual hace referencia a los tipos de suelo y sus respectivos rangos de velocidad promedio de onda según la norma ASCE 7-22.

Considerando que el sector de estudio, Santa Elena, posee suelos tipo DE y E, según ASCE 7-22, el valor de  $V_{s30}$  tendrá un rango de 150 a 215 m/s.

**Búsqueda de ciudades en la plataforma NGA-West2:** En el portal NGA-West2, se ingresan los valores obtenidos del espectro de diseño de 2 periodos en formato CSV, así como los campos requeridos por la plataforma, previamente elaborados de acuerdo a los parámetros establecidos por la NEC-15.

Como resultado, se obtendrá una lista de ciudades de Estados Unidos que presentan el tipo de suelo y valores espectrales similares a los de la ciudad de estudio, Santa Elena. Estos resultados, serán generados de acuerdo a la cantidad y precisión de parámetros ingresados al sistema. A continuación, se muestran las ciudades definidas mediante el uso de la plataforma mencionada:

**Tabla 37** Ciudades con características sismológicas similares a la ciudad de diseño

CIUDAD DE DISEÑO	CIUDAD REFERENCIAL	ESTADO	SUELO	UBICACIÓN	
				LATITUD	LONGITUD

	Boron	California	DE	34.994202	-117.649782
<b>Santa Elena</b>	San Bernardino	California	D	34.108345	-117.289765
	Niland	California	D, DE	33.23793	-115.514809

*Nota: Datos tomados de USGS (2023)*

### 3.4.9. Espectro de diseño según NEC-15.

Los datos que conforman el espectro de diseño de la ciudad de estudio, Santa Elena, según los parámetros establecidos en la NEC-15 son los siguientes:

**Tabla 38** Datos generales de la ciudad de estudio

<b>Ciudad</b>	Santa Elena
<b>Provincia</b>	Santa Elena
<b>Factor de zonificación</b>	0.7
<b>Tipo de suelo</b>	E
<b>Región</b>	Provincia de la Costa (excepto Esmeraldas)

*Nota: Datos inferidos*

**Tabla 39** Factores para el diseño espectral según NEC-15

<b>F. zonificación</b>	<b>Z</b>	0.7
<b>Factores espectrales</b>	<b>n</b>	1.8
	<b>r</b>	1.5
<b>Factores de suelo</b>	<b>Fa</b>	0.85
	<b>Fd</b>	1.5
	<b>Fs</b>	2
<b>Periodos</b>	<b>To</b>	0.353
	<b>Tc</b>	1.941

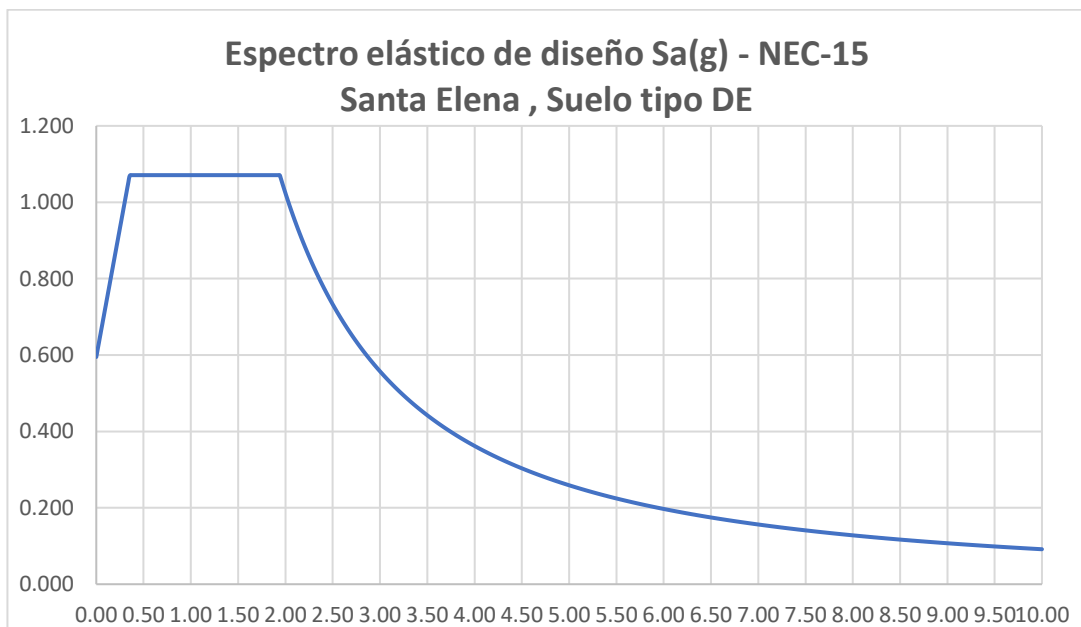
*Nota: Datos inferidos*

**Tabla 40** Ordenadas del espectro de diseño de Santa Elena

<b>T</b>	<b>Sa</b>	<b>T</b>	<b>Sa</b>	<b>T</b>	<b>Sa</b>
0	0.595	3.5	0.442	7	0.156
0.25	0.932	3.75	0.399	7.25	0.148

0.5	1.071	4	0.362	7.5	0.141
0.75	1.071	4.25	0.331	7.75	0.134
1	1.071	4.5	0.303	8	0.128
1.25	1.071	4.75	0.280	8.25	0.122
1.5	0.174	5	0.259	8.5	0.117
1.75	0.174	5.25	0.241	8.75	0.112
2	1.024	5.5	0.225	9	0.107
2.25	0.858	5.75	0.210	9.25	0.103
2.5	0.733	6	0.197	9.5	0.099
2.75	0.635	6.25	0.185	9.75	0.095
3	0.557	6.5	0.175	10	0.092
3.25	0.442	6.75	0.165		

**Figura 12** Espectro de diseño para Santa Elena según NEC-15



### **3.4.10. Resultados de búsqueda para la ciudad de referencia según ASCE 7 Hazard Tool.**

De acuerdo con las ciudades de Estados Unidos identificadas mediante las fuentes de búsqueda de espectros de diseño con características similares a la ciudad de diseño en el presente estudio, se seleccionó a la ciudad de Oakland como referencia para la homologación espectral. Utilizando la plataforma ASCE 7 Hazard Tool, se obtuvieron las siguientes características para la ciudad de referencia:

**Figura 13** Ubicación de la ciudad de Oakland



**Nota:** Datos tomados de ASCE 7 Hazard Tool

**Tabla 41** Características sismológicas de la ciudad de referencia

PGA <sub>M</sub> :	0.56	T <sub>L</sub> :	8
S <sub>MS</sub> :	1.59	S <sub>S</sub> :	1.9
S <sub>MI</sub> :	2.4	S <sub>I</sub> :	0.66
S <sub>DS</sub> :	1.06	V <sub>S30</sub> :	185
S <sub>DI</sub> :	1.6		

### 3.4.11. Espectros de dos periodos para la ciudad de referencia según ASCE 7-22.

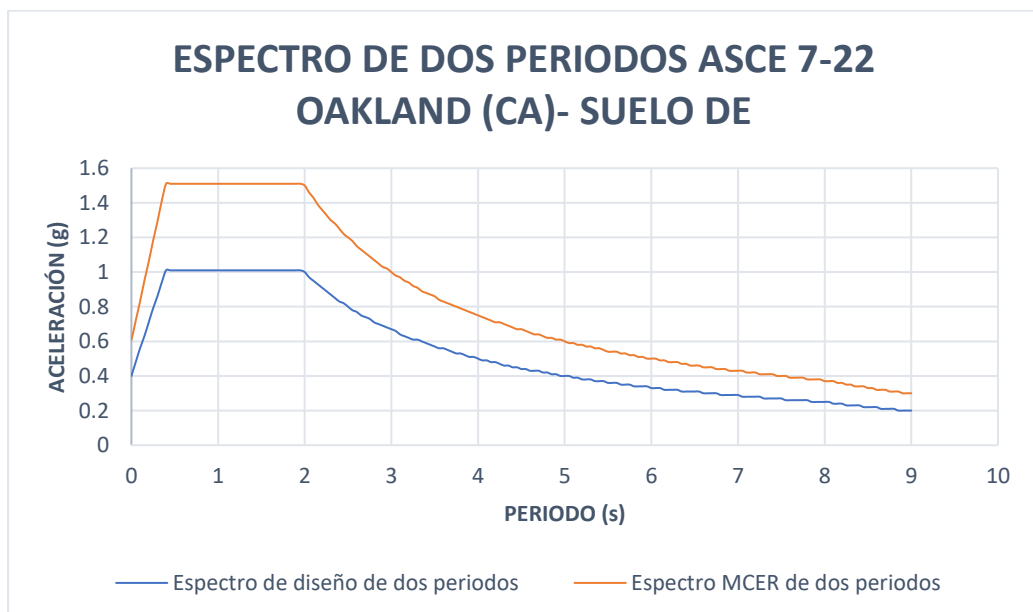
A continuación, se muestran los resultados correspondientes a los espectros de diseños para dicha ciudad de referencia elegida:

**Tabla 42** Ordenadas de espectro de dos periodos para la ciudad de referencia

	Espectro de diseño de dos periodos	Espectro MCER de dos periodos
T(s)	Sa(g)	Sa(g)

0	0.40	0.61
0.5	1.01	1.51
1	1.01	1.51
1.5	1.01	1.51
2	1.00	1.5
2.5	0.80	1.2
3	0.67	1
3.5	0.57	0.86
4	0.50	0.75
4.5	0.44	0.67
5	0.40	0.6
5.5	0.36	0.54
6	0.33	0.5
6.5	0.31	0.46
7	0.29	0.43
7.5	0.27	0.4
8	0.25	0.37
8.5	0.22	0.33
9	0.20	0.3

**Figura 14** Espectro de dos periodos para la ciudad de referencia según ASCE 7-22.



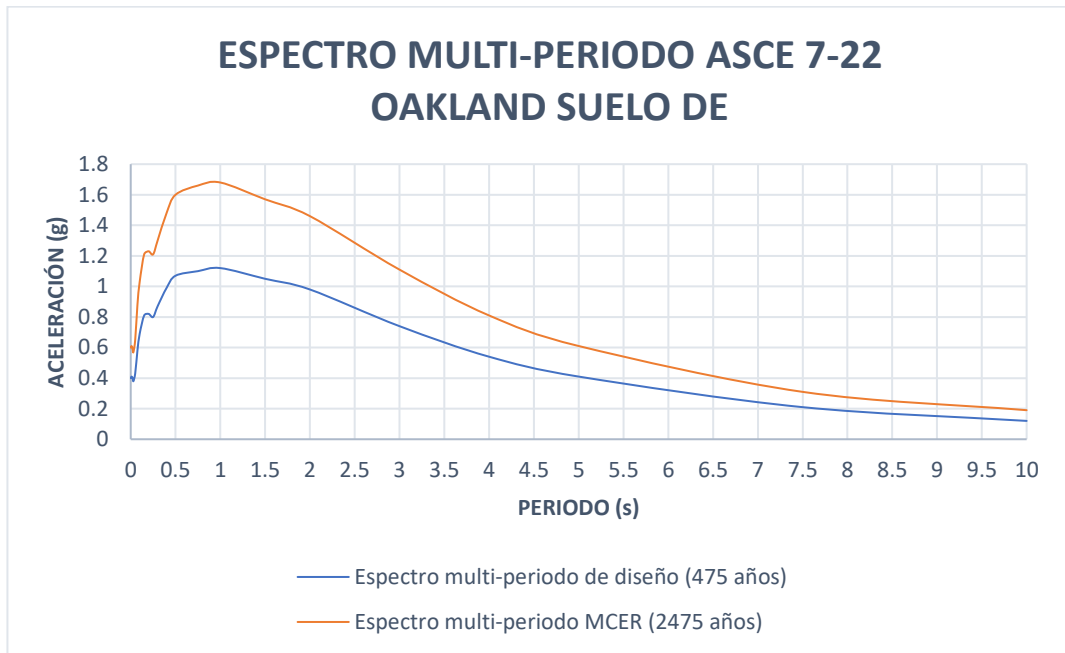
**3.4.12. Espectros de multi-periodos para la ciudad de Oakland según ASCE 7-22.**

En esta sección se muestran los espectros multi-periodos para periodos de retorno de 475 años y 2475 años (MCER) homologados para la ciudad de diseño:

**Tabla 43** Ordenadas de espectro multi-periodo para la ciudad de referencia.

<b>Espectro multi-periodo de diseño (475 años)</b>		<b>Espectro multi-periodo MCER (2475 años)</b>
<b>T(s)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>
0	0.4	0.6
0.01	0.41	0.61
0.02	0.4	0.59
0.03	0.38	0.57
0.05	0.43	0.65
0.075	0.58	0.88
0.1	0.69	1.03
0.15	0.81	1.21
0.2	0.82	1.23
0.25	0.8	1.21
0.3	0.87	1.3
0.4	0.99	1.48
0.5	1.07	1.6
0.75	1.1	1.66
1	1.12	1.68
1.5	1.05	1.57
2	0.98	1.46
3	0.74	1.11
4	0.54	0.81
5	0.41	0.61
7.5	0.21	0.31
10	0.12	0.19

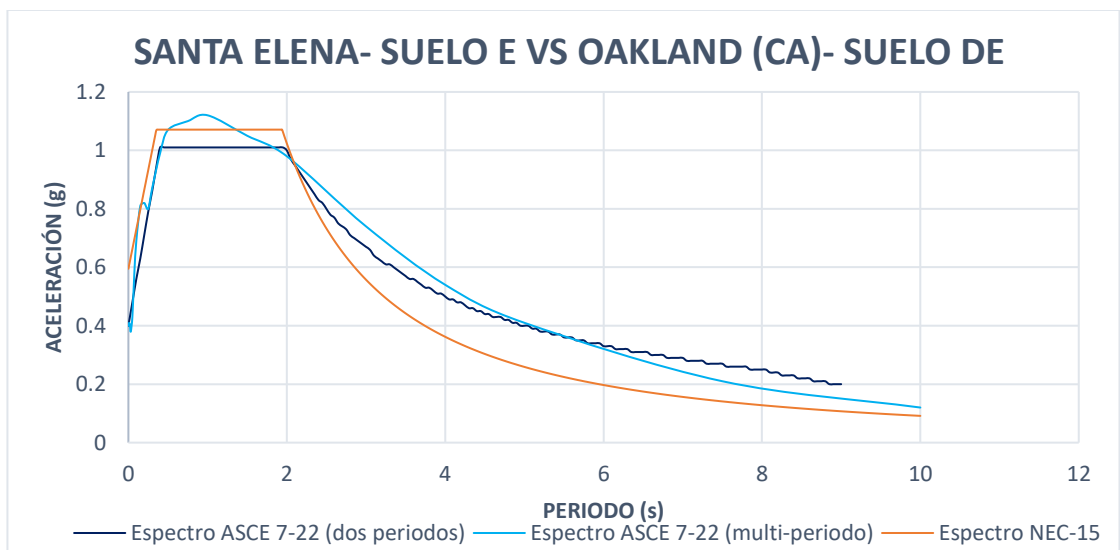
**Figura 15** Espectro multi-periodo para la ciudad de referencia según ASCE 7-22



### 3.4.13. Comparación de espectros de diseño.

La siguiente imagen presenta la comparación de los tres espectros de diseño, uno elaborado según los parámetros establecidos en la Nec-15 para la ciudad de Santa Elena y dos correspondientes a lo indicado en la norma ASCE 7-22 para la ciudad de Oakland. Se observa una similitud representativa entre los espectros, lo que permite concluir que la homologación efectuada es la correcta.

**Figura 16** Comparación de espectros entre Santa Elena y Oakland



### 3.5. DISEÑO ARQUITECTÓNICO.

El objetivo principal del proyecto, es diseñar y evaluar el comportamiento sísmico de un bloque de aulas para una institución educativa. El no centra su investigación en un sitio específico, sin embargo, se considera como lugar de estudio al cantón Santa Elena, perteneciente a la provincia de Santa Elena. El edificio será de tres plantas y estará compuesto por 20 aulas, 2 salas de profesores, 2 área administrativas, 1 bodega y 1 cuarto de enfermería. Las dimensiones de cada piso son de 31.90 x 14.90m.

**Planta baja:** Está compuesta por cuatro aulas con dimensiones de 8,70 x 5.20 m, dos aulas administrativas, seis aulas de 4.20 m x 7.00 m, un pasillo de 3.20m de ancho y la escalera principal de dos tramos.

**Segunda planta:** En esta planta, las aulas están distribuidas de la misma manera que en la planta baja, por tanto, tienen las mismas dimensiones, sin embargo, se presentan 8 aulas de 4.20 m x 7.00 m, además de un área de enfermería con dimensiones de 4.20 x 5.20 m.

**Tercera planta:** Consta de seis aulas con dimensiones de 8.70 x 5.20 m, dos salas de profesores de 4.20 x 7.00 m y una bodega de 4.20 x 5.25 m.

*Figura 17 Primera planta del diseño arquitectónico*

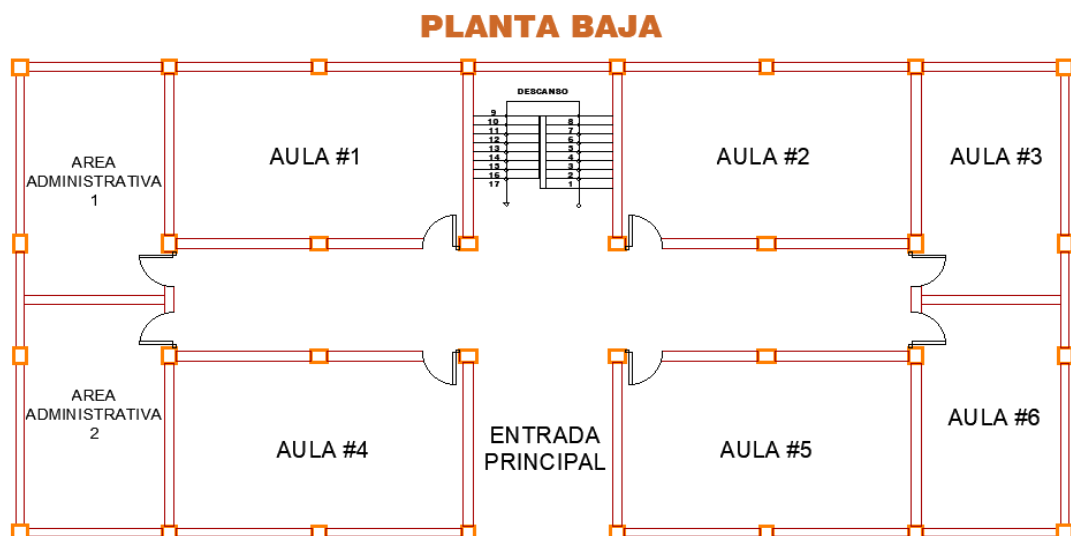


Figura 18 Segunda planta del diseño arquitectónico

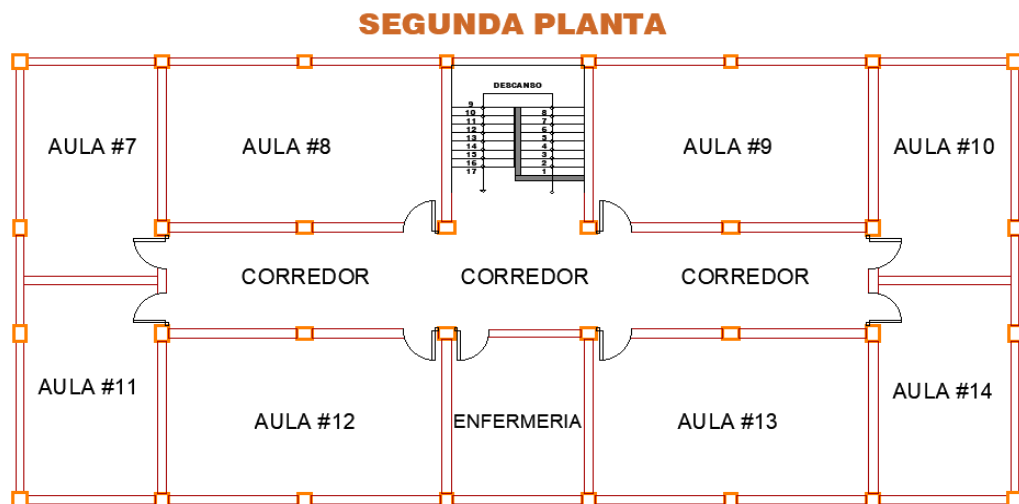
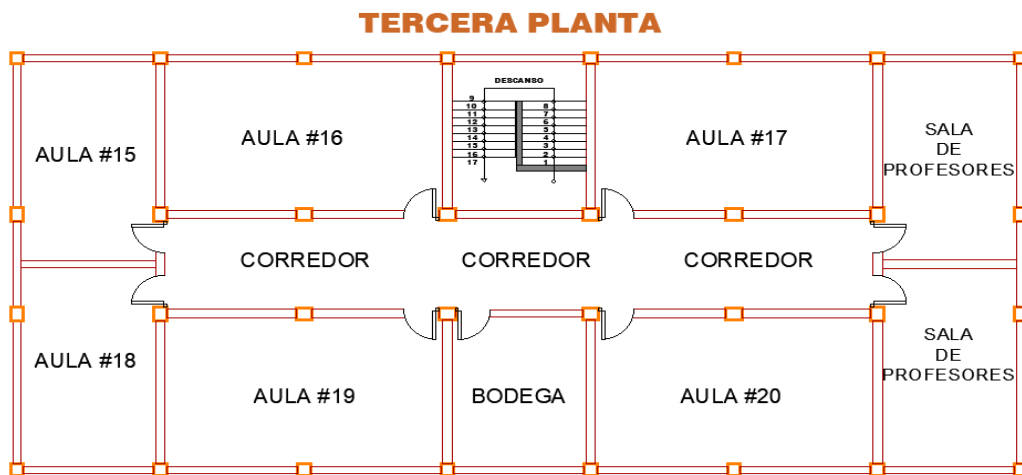
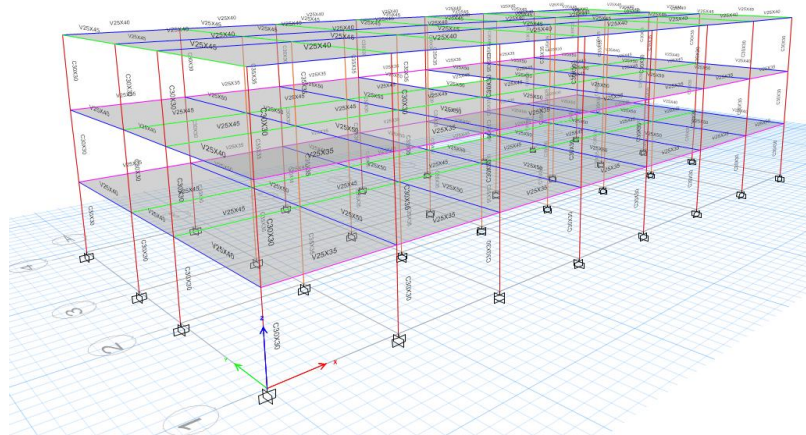


Figura 19 Tercera planta del diseño arquitectónico



### 3.6. PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.



El bloque de aulas estará compuesto por tres plantas, de acuerdo con su arquitectura y dimensiones se procede con el cálculo de cargas y el predimensionamiento de sus elementos estructurales conforme a los parámetros de las normas NEC-15 y ASCE 7-22.

### ***3.6.1. Cargas permanentes Nec 15.***

Según lo establecido en la sección 3.1 de la norma NEC-SE-CG (2015), las cargas permanentes o cargas muertas comprenden el peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que forman parte integral y permanente de la edificación. Esto incluye muros, recubrimientos, particiones, instalaciones eléctricas, sanitarias y mecánicas, así como cualquier otro componente fijo de la estructura. La Tabla 44 de dicha norma proporciona los valores de carga muerta correspondientes a los distintos elementos constructivos que conforman la edificación.

***Tabla 44 Cargas muertas de la estructura***

<b>ELEMENTO</b>	<b>CARGAS</b>	
Losa	120	Kg/m <sup>2</sup>
Nervio	172,8	Kg/m <sup>2</sup>
Cajoneta	108,8	Kg/m <sup>2</sup>
Enlucido	40	Kg/m <sup>2</sup>
Baldosa cerámica	44	Kg/m <sup>2</sup>
Mampostería	100	Kg/m <sup>2</sup>

#### ***3.6.1.1. Análisis de carga de losa***

Peso de losa en dos direcciones por metro cuadrado.

$$W_{losa} = \frac{(Volumen\ de\ losa)(\gamma_{Hormigon})}{Area\ de\ losa}$$

$$W_{losa} = \frac{(0,05m * 1m * 1m)(2400kg/m^3)}{1m^2} = 120 kg/m^2$$

Peso propio de nervios.

$$W_{nervio} = \frac{(Volumen de nervio)(\gamma_{Hormigon})}{Area de losa}$$

$$W_{nervio} = \frac{(0,20m) * (1m^2 - 0,64m^2)(2400kg/m^3)}{1m^2} = 172,8 kg/m^2$$

Peso propio de losa + nervios.

$$W_{losa+nervio} = 120 kg/m^2 + 172,8 kg/m^2 = 292,8 kg/m^2$$

Peso de Cajoneta de bloque de hormigón.

$$W_{cajoneta} = \frac{(Volumen de cajoneta)(\gamma_{bloque})}{Area de losa}$$

$$W_{cajoneta} = \frac{(4 * 0,20m * 0,4m * 0,4m)(850kg/m^3)}{1m^2} = 108,8kg/m^2$$

Peso de enlucido

$$W_{enlucido} = 40 kg/m^2$$

Peso de baldosa cerámica

$$W_{baldosa} = 1 * 1 * 0.02 * 2200 = 44 kg/m^2$$

### 3.6.1.2. Cálculo de carga sobreimpuesta

Carga muerta sobreimpuesta (CM), por metro cuadrado del piso 1.

$$CM_1 = W_{losa+nervio} + W_{cajoneta} + W_{enlucido} + W_{baldosa} + W_{mamposteria} + W_{instalaciones} =$$

$$CM_1 = 292,8 \frac{kg}{m^2} + 108,8 \frac{kg}{m^2} + 40 \frac{kg}{m^2} + 44 \frac{kg}{m^2} + 100 \frac{kg}{m^2} + 40 \frac{kg}{m^2} =$$

$$CM_1 = 665,6 kg/m^2$$

- **Carga muerta sobreimpuesta (CM) de cubierta por metro cuadrado.**

$$CM_{cubierta} = 200 kg/m^2$$

### 3.6.2. Carga viva Nec 15

La tabla 45 presenta un resumen de las cargas vivas como carga uniforme según la norma NEC 15.

**Tabla 45** Carga viva Nec 15

ELEMENTO	Carga uniforme KN/m <sup>2</sup>	Carga uniforme Kg/m <sup>2</sup>
Aulas	2,00 KN/m <sup>2</sup>	204 kg/m <sup>2</sup>
Corredor de segundo piso y superior	4,00 KN/m <sup>2</sup>	408 kg/m <sup>2</sup>
Corredor de primer piso	4,80 KN/m <sup>2</sup>	489 kg/m <sup>2</sup>
Terraza no accesible	1,50 KN/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>

### 3.6.3. Combinación de carga

El cálculo de carga se obtendrá en cada piso aplicando la combinación 1.2D+1.6L

$$P1 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 665,6 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 204 \text{ kg/m}^2 \\ = 1125,03 \text{ Kg/m}^2$$

$$P2 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 665,6 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 204 \text{ kg/m}^2 \\ = 1125,03 \text{ Kg/m}^2$$

$$P3 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 200 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 150 \text{ kg/m}^2 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

### 3.6.4. Predimensionamiento de vigas

#### 3.6.4.1. Análisis de dimensionamiento de viga del eje A y eje H.

$$L = \left( \frac{Lx1}{2} + \frac{Lx2}{2} \right) + \left( \frac{Ly1}{2} + \frac{Ly2}{2} \right) = \frac{5,5 \text{ m}}{2} = 2,75 \text{ m}$$

$$qu = Wu * L = 1125,03 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2,75 \text{ m} = 3093,83 \text{ kg/m}$$

$$Lv = 5,5 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{qu * Lv^2}{10} = \frac{3093,83 * (5,5)^2}{10} = 9358,85 \text{ kg} * \text{m}$$

Mínimo valor de dimensionamiento “b” según la normativa NEC.

Se adopta un valor b = 25 cm

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * f'c * w * (1 - 0.59w)}} =$$

$$d = \sqrt{\frac{9358,85 * 100}{0.9 * 25 * 240 * 0.18 * (1 - 0.59(0.18))}} = \sqrt{1077,248 \text{ cm}^2}$$

$$d = 32,82 \text{ cm}$$

$$H = d + r = 32,86 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 36,86 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

La viga del tramo A y tramo H presenta una sección de 25cm x 40cm.

Siguiendo las mismas ecuaciones del procedimiento anterior se calculan las secciones para las vigas, la tabla 46 presenta un resumen de cálculos de los ejes B, C, D, E, F, G, 1, 2, 3 y 4.

**Tabla 46** Predimensionamiento de vigas considerando carga viva Nec 15

	<b>Eje B-C-D- E-F-G</b>	<b>Eje A-H</b>	<b>Eje 1 - 4</b>	<b>Eje 2 - 3</b>
<b>L</b>	4,5 m	2,75 m	2,75 m	4,5 m
<b>Qu</b>	5062,637 kg/m	3093,83 kg/m	3073,834 kg/m	7129,192 kg/m
<b>Lv</b>	5,5 m	4.5 m	4,5 m	4,5 m
<b>Mu</b>	15314,48 kg*m	9358,85 kg*m	6265,013 kg*m	14436,61 kg*m
<b>b</b>	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
<b>d</b>	41,99 m	32,82 cm	26,85 cm	40,76 cm
<b>H calculado</b>	45,99 cm	36,82 cm	30,85 cm	44,76 cm
<b>H de diseño</b>	50 cm	40 cm	35 cm	45 cm
<b>Sección de viga</b>	<b>25 cm x 50 cm</b>	<b>25 cm x 40 cm</b>	<b>25 cm x 35 cm</b>	<b>25 cm x 45 cm</b>

### 3.6.5. Predimensionamiento de columnas

#### 3.6.5.1. Eje de Columna A1

$$\text{Area de influencia} = \left(\frac{X1}{2} + \frac{X2}{2}\right) * \left(\frac{Y1}{2} + \frac{Y2}{2}\right) = \frac{5,5 \text{ m}}{2} * \frac{5,5 \text{ m}}{2} = 7,5625 \text{ m}^2$$

$$Fz = A. \text{ influencia} * W_{\text{Total}} = 7,5625 \text{ m}^2 * 2730,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 20646,08 \text{ kg}$$

$$A. \text{ col} = \frac{Fz}{0,25f'c} = \frac{20646,08 \text{ kg}}{0,25 * 240 \text{ kg/cm}^2} = 344,10 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{344,10 \text{ cm}^2} = 18,55 \text{ cm}$$

Minimo valor de dimensionamiento "b" según la normativa Nec

$$b = 30 \text{ cm}$$

La estructura es simétrica en sus ejes, por lo tanto, la columna del eje A1, A4, H1 y H4 presenta una seccion de 30cm x 30cm.

A continuación, la tabla 47 presenta un resumen del predimensionamiento de las columnas de los ejes A2, A3, H2, H3, B2, B2, B3, B3, F2, G2, F3, G3, B1, B4, C1, C4, F1, F4, G1 y G4.

**Tabla 47** Predimensionamiento de columnas considerando carga viva Nec 15

	<b>Eje A2-A3-H2- H3</b>	<b>Eje B2-C2-B3- D2-D3-C3-F2- G2-F3-G3</b>	<b>Eje B1-B4-C1- C4-F1-F4-G1- G4</b>
<b>Área de influencia</b>	10,125 m <sup>2</sup>	20,25 m <sup>2</sup>	12,375 m <sup>2</sup>
<b>Fz</b>	27641,87 kg	71847,12 kg	33784,50 kg
<b>A.col</b>	460,70 cm <sup>2</sup>	1197,45 cm <sup>2</sup>	563,08 cm <sup>2</sup>
<b>B</b>	21,46 cm	34,60 cm	23,73 cm
<b>Sección de columna</b>	<b>30 cm x 30 cm</b>	<b>35 cm x 35 cm</b>	<b>30 cm x 30 cm</b>

### 3.6.6. Carga viva ASCE 7-22

La tabla 48 presenta un resumen de las cargas vivas como carga uniforme según el ASCE 7-22.

**Tabla 48** Carga viva ASCE 7-22

ELEMENTO	Carga uniforme KN/m <sup>2</sup>	Carga uniforme Kg/m <sup>2</sup>
Aulas	1,92	196
Corredor de segundo piso y superior	3,83	391
Corredor de primer piso	4,79	488
Terraza no accesible	0,12	125

#### 3.6.6.1. Combinación de carga

##### Combinación de diseño

$$P1 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 665,6 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 196 \text{ kg/m}^2 = 1111,98 \text{ Kg/m}^2$$

$$P2 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 665,6 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 196 \text{ kg/m}^2 = 1111,98 \text{ Kg/m}^2$$

$$P3 = 1,2D + 1,6L = 1,2 * 200 \text{ kg/m}^2 + 1,6 * 125 \text{ kg/m}^2 = 440 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{total} = 1111,98 + 1111,98 + 440 = 2663,96 \text{ Kg/m}^2$$

#### 3.6.6.2. Análisis del dimensionamiento de vigas del eje A y eje H.

$$L = \left( \frac{Lx1}{2} + \frac{Lx2}{2} \right) + \left( \frac{Ly1}{2} + \frac{Ly2}{2} \right) = \frac{5,5 \text{ m}}{2} = 2,75 \text{ m}$$

$$qu = Wu * L = 1111,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2,75 \text{ m} = 3057,94 \text{ kg/m}$$

$$Lv = 5,5 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{qu * Lv^2}{10} = \frac{3057,94 * (5,5)^2}{10} = 9250,27 \text{ kg} * \text{m}$$

Asumimos un  $b = 25 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * f'c * w * (1 - 0.59w)}} =$$

$$d = \sqrt{\frac{9250,27 * 100}{0.9 * 25 * 240 * 0.18 * (1 - 0.59(0.18))}} =$$

$$d = \sqrt{1064,75 \text{ cm}^2} = 32,63 \text{ cm}$$

$$H = d + r = 32,63 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 36,63 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

Seccion de viga de 25 cm x 40 cm

Siguiendo las mismas ecuaciones del procedimiento anterior se calculan las secciones para las vigas, la tabla 49 presenta un resumen de cálculos de los ejes B, C, D, E, F, G, 1, 2, 3 y 4.

**Tabla 49** Predimensionamiento de vigas considerando carga viva Asce 7-22

	<b>Eje B-C-D-E</b>	<b>Eje A -H</b>	<b>Eje 1-4</b>	<b>Eje 2-3</b>
<b>L</b>	4,5 m	2,75 m	2,75 m	4,5 m
<b>Qu</b>	7111,05 kg/m	3057,94 kg/m	3057,939kg/m	7111,05 kg/m
<b>Lv</b>	5.5 m	4.5 m	4,5 m	4,5 m
<b>Mu</b>	21510,9 kg*m	9250,27 kg*m	6192,32 kg*m	14399,8 kg*m
<b>b</b>	30 cm	25 cm	25 cm	25 cm
<b>d</b>	45,42 cm	32,63 cm	26,70 cm	40,71 cm
<b>H calculado</b>	49,42 cm	36,63 cm	30,70 cm	44.71 cm
<b>H de diseño</b>	50 cm	40 cm	35 cm	45 cm
<b>Sección de viga</b>	<b>30cm x 50cm</b>	<b>25cm x 40cm</b>	<b>25cm x 35cm</b>	<b>25cm x 45cm</b>

### 3.6.6.3. Predimensionamiento de columnas

#### Eje de Columna A1

$$\text{Area de influencia} = \left(\frac{X1}{2} + \frac{X2}{2}\right) * \left(\frac{Y1}{2} + \frac{Y2}{2}\right) = \frac{5,5 \text{ m}}{2} * \frac{5,5 \text{ m}}{2} = 7,5625 \text{ m}^2$$

$$Fz = A. \text{ influencia} * W_{\text{Total}} = 7,5625 \text{ m}^2 * 2663,96 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 20146,17 \text{ kg}$$

$$A. \text{ col} = \frac{Fz}{0,25f'c} = \frac{20146,17 \text{ kg}}{0,25 * 240 \text{ kg/cm}^2} = 335,77 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{335,77 \text{ cm}^2} = 18,32 \text{ cm}$$

Minimo valor de dimensionamiento según la normativa Nec

$$b = 30 \text{ cm}$$

Seccion de columna de de 30 cm x 30 cm

#### Eje de Columna C2

$$\text{Area de influencia} = \left(\frac{X1}{2} + \frac{X2}{2}\right) * \left(\frac{Y1}{2} + \frac{Y2}{2}\right) = \left(\frac{4,5 + 4,5}{2}\right) * \left(\frac{5,5 + 3}{2}\right) =$$

$$\text{Area de influencia} = 20,25 \text{ m}^2$$

$$Fz = A. \text{ influencia} * W_{\text{Total}} = 20,25 \text{ m}^2 * 3443,84 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 69737,72 \text{ kg}$$

$$A. \text{ col} = \frac{Fz}{0,25f'c} = \frac{69737,72 \text{ kg}}{0,25 * 240 \text{ kg/cm}^2} = 1162,30 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{1162,30 \text{ cm}^2} = 34,09 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

Minimo valor de dimensionamiento según la normativa Nec

$$b = 30 \text{ cm}$$

Seccion de columna cuadrada de 35 cm x 35 cm

A disposicion de aplicar una columna rectangular se redimensiona.

Evaluando con  $b = 30\text{cm}$ ,  $h = 40\text{cm}$  y  $b = 40\text{cm}$ ,  $h = 30\text{cm}$

$$0,4 \leq \frac{b}{h} \leq 2.5$$

$$0,4 \leq \frac{30}{40} \leq 2.5$$

$$0,4 \leq 0,75 \leq 2,5 \text{ OK}$$

*Se emplea una columna rectangular de 30cmx40cm*

$$0,4 \leq \frac{40}{30} \leq 2.5$$

$$0,4 \leq 1,33 \leq 2,5 \text{ OK}$$

*Se emplea una columna rectangular de 40cmx30cm*

Siguiendo las mismas ecuaciones del procedimiento anterior se calculan las secciones para las columnas, la tabla 50 presenta un resumen de cálculos de los ejes A2, A3, B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3, G2, G3, H2, H3, B1, B4, C1, C4, D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1 y G4.

**Tabla 50** *Predimensionamiento de columnas considerando carga viva Asce 7-22*

	<b>Eje A2-A3-H2- H3</b>	<b>Eje B2-C2-B3- C3-D2-D3-F2- F3-G2-G3</b>	<b>Eje B1-C1-D1- B4-C4-D4-F1- G1-F4-G4</b>
<b>Área de influencia</b>	10,125 m <sup>2</sup>	20.25 m <sup>2</sup>	12.375 m <sup>2</sup>
<b>Fz</b>	326972,55 kg	69737,72 kg	32966,46 kg
<b>A.col</b>	449,5 cm <sup>2</sup>	1162,30 cm <sup>2</sup>	549,44 cm <sup>2</sup>
<b>B</b>	21,20 cm	34,09 cm	23,44 cm
<b>B (min)</b>	30 cm	30 cm	30 cm
<b>Sección de columna</b>	<b>30 cm x 30 cm</b>	<b>40 cm x 30 cm 30 cm x 40 cm</b>	<b>30 cm x 30 cm</b>

### **3.6.7. Losa.**

El dimensionamiento de la losa, utiliza como referencia la NEC-SE-CG y el capítulo 8 del ACI 318-19, normativas que establecen parámetros para el diseño de losas en dos direcciones.

### 3.6.7.1. Verificación del tipo de losa.

Como primer paso, se verifica de la luz libre medida a la cara interna de los apoyos para los dos tipos de losa que conformarán la estructura. Esto se evalúa de acuerdo con el siguiente parámetro:

#### Relación

$A/B \geq 2$  Losa Aligerada en 1 dirección

$A/B \leq 2$  Losa Aligerada en 2 direcciones

En donde:

A: Luz libre mayor

B: Luz libre menor

Entonces, definimos los siguientes valores:

**Tabla 51** Parámetros que determinan el tipo de losa

	LOSA 1	LOSA 2
A	5.5	4.5
B	4.5	3.5
A/B	1.22	1.29

Con esto comprobamos que las losas evaluadas cumplen con el parámetro  $A/B \leq 2$ , por tanto, serán losas aligeradas en dos direcciones.

### 3.6.7.2. Predimensionamiento de losa 1.

Según el ACI 318-19, para iniciar con el predimensionamiento se escoge el paño más crítico (luces mayores) para determinar la altura de losa.

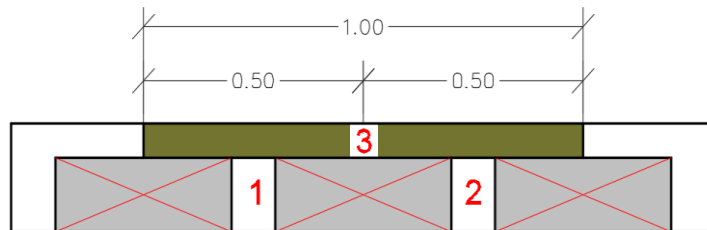
$$h = \frac{Ln}{40} = \frac{5.5m}{40} = 0.14m$$

$$h = \frac{P}{180} = \frac{(2 * 5,5) + (2 * 4,5)}{180} = \frac{20}{180} = 0,11m$$

**Nota:** La altura resultante se debe revisar de acuerdo a la relación de rigidez viga-losa.

Con base en los elementos que conforman la losa, se determinan los datos generales necesarios para el cálculo de sus factores de diseño:

**Figura 20** Elementos de losa 1



**Tabla 52** Datos generales de losa 1

DATOS - LOSA NERVADA			
Altura total	Ht	25	cm
Capa de compresión	tc	5	cm
Ancho Nervio	bn	10	cm
Bloque de aliviamiento	ba	40	cm
	Unidad	1	m
	Lmax	6	m

- A = Área de cada elemento

**Tabla 53** Área de elementos de losa 1

Elemento	Área	Resultado
1	A 1 = b * h	200 cm
2	A 2 = b * h	150 cm
3	A3 = b * h	500 cm

$$A3 = ((ba * 2) + (bn * 2)) * tc$$

- **Y = Centro de gravedad**

*Tabla 54 Centro de gravedad de elementos de losa 1*

Elemento	Centro de gravedad	Resultado
1	$y1 = \frac{Ht - tc}{2}$	10 cm
2	$y2 = \frac{Ht - tc}{2}$	10 cm
3	$y3 = Ht - \frac{tc}{2}$	22.5cm

- **Ay = Producto del área por el centroide del elemento**

$$Ay = A * Y$$

*Tabla 55 Centro de gravedad de elementos de losa 1*

Elemento	Ay
1	2000 cm <sup>2</sup>
2	2000 cm <sup>2</sup>
3	11250 cm <sup>2</sup>

- **Io = Inercia propia de cada elemento**

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

*Tabla 56 Inercia propia de elementos de losa 1*

Elemento	Inercia propia	Resultado
1	$Io 1 = \frac{bn * (ht - tc)^3}{12}$	6666,67
2	$Io 1 = \frac{bn * (ht - tc)^3}{12}$	6666,67
3	$Io 3 = \frac{((ba * 2) + (bn * 2))(tc)^3}{12}$	1042

- $d^2$  = Diferencia del centro de gravedad con respecto al eje neutro de cada elemento

$$d^2 = (y - \frac{\sum Ay}{\sum A})^2$$

*Tabla 57  $d^2$  de elementos de losa 1*

Elemento	$d^2$
1	48,23 cm
2	48,23 cm
3	30,86 cm

- $I_t$  = Momento de inercia de dos o más elementos

$$I_t 1 = (i_o + (A * d^2)) =$$

*Tabla 58 Inercia de elementos de losa 1*

Elemento	$I_t$
1	16312
2	16312
3	16474
Total	49097

- **Altura de Losa Maciza**

$$Y = \sqrt[3]{\frac{12 * i_t}{100}} = \sqrt[3]{\frac{12 * (49097)}{100}} = 18.01 \text{ cm}$$

- **Por U/m**

$$\frac{\text{Altura de losa maciza}}{\text{Unidad}} = \frac{18,01\text{cm}}{1} = 18,01 \text{ cm/m}$$

$$\text{Luz máxima (m)} = 6 \text{ m}$$

*Tabla 59 Dimensiones de elementos que conforman el tramo de losa 1*

DATOS EJE X			DATOS EJE Y		
LX1	0,00	m	Y1	0,00	m
LX2	4,50	m	Y2	5,50	m
LX3	4,50	m	Y3	3,50	m
<b>DIMENSIONES VIGAS</b>			<b>DIMENSIONES VIGAS</b>		

B1	25	cm	B3	30	cm
H1	45	cm	H3	50	cm
B2	25	cm	B4	25	cm
H2	50	cm	H4	45	cm
DATOS GENERALES					
E	18,01	cm	fy	4200	Kg/cm <sup>2</sup>

Con los datos de la tabla 59, se podrán determinar los valores de inercia para los paños de losas y vigas, así como los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  que permitirán la obtención del espesor de diseño para la losa 1 de la estructura.

$$I_o(\text{Inercia de losa}) = \frac{b * h^3}{12} =$$

$$I_o(\text{Inercia de losa}) = \frac{((Ly1 * 100) + (Ly2 * 100))(\text{espesor de losa maciza})^3}{12}$$

$$I_{vigab1} = \frac{b * h^3}{12} =$$

$$\alpha = \frac{I_{losab}}{I_{vigab}}$$

**Tabla 60** Coeficientes para determinar espesor de losa 1

Inercia de losas			Inercia de vigas			Coeficiente $\alpha$	
Iob1	133850,309	cm <sup>4</sup>	Ivb1	189843,75	cm <sup>4</sup>	$\alpha_1$	1,42
Iob2	219027,778	cm <sup>4</sup>	Ivb2	260416,667	cm <sup>4</sup>	$\alpha_2$	1,19
Iob3	219027,778	cm <sup>4</sup>	Ivb3	312500	cm <sup>4</sup>	$\alpha_3$	1,43
Iob4	109513,889	cm <sup>4</sup>	Ivb4	189843,75	cm <sup>4</sup>	$\alpha_4$	1,73

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{1,42 + 1,19 + 1,44 + 1,73}{4} = 1,44$$

- **Cálculo del coeficiente  $\beta$**

$$\beta = \frac{\text{longitud mayor}}{\text{longitud de analisis}} = \frac{5,50}{4,50} = 1,22$$

Según el reglamento del código Aci 318-19, capítulo 8 para losas en dos direcciones:

$\alpha_m$  = Valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel.

$\alpha_{fm}$  = Valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel.

$L_n$  = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm).

El término  $\beta$  es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

### 3.6.7.3. *Cálculo de la equivalencia de espesor de la losa nervada 1 a losa maciza.*

La tabla 8.3.1.2 del código ACI 318-19 indica que:

$$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$$

$$0.2 < 1,44 \leq 2.0$$

Se aplicará 8.3.1.1 donde el espesor mínimo  $h$  se calculará con la siguiente expresión:

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

Y se considerara un valor mínimo equivalente a 125mm de espesor.

$$h_1 = \frac{(5,50 * 100) \left( 0,8 + \frac{4200}{1400} \right)}{36 + 5(1,12)(1,44 - 0.2)} = 13,88 \text{ cm}$$

**Tabla 61** *Cálculo de posibles espesores de losa 1*

Cálculo Espesor			Cálculo Espesor		
h1	13,88	cm	h2	12,87	cm
h1	12,5	cm	h2	9	cm

Los resultados indican que el espesor calculado no cumple con el espesor mínimo establecido en el código ACI, por tanto, se optará por el espesor mínimo equivalente a  $e = 12.5\text{cm}$ .

$$13,88 \text{ cm} < 18,01 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

**Tabla 62** Espesor de losa 1

ESPESOR A OPTAR		
e	13,88	cm

**3.6.7.4. Predimensionamiento de losa 2.**

El tipo de losa será en dos direcciones. Para su predimensionamiento, se considera la relación de luces y su sección más crítica, que corresponde al paño 3.

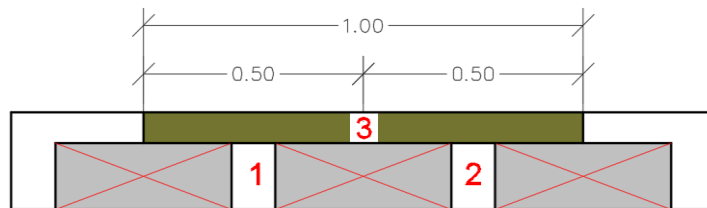
$$h = \frac{Ln}{40} = \frac{4.5m}{40} = 0.11 m$$

$$h = \frac{P}{180} = \frac{(2 * 4,5) + (3.5 * 4)}{180} = 0,09m$$

**Nota:** La altura resultante se debe revisar de acuerdo a la relación de rigidez viga-losa.

Con base en los elementos que conforman la losa, se determinan los datos generales necesarios para el cálculo de sus factores de diseño:

**Figura 21** Elementos de losa 2



**Tabla 63** Datos generales de losa 2

DATOS - LOSA NERVADA			
Altura total	Ht	25	cm
Capa de compresión	tc	5	cm
Ancho Nervio	bn	10	cm
Bloque de alivianamiento	ba	40	cm
	Unidad	1	m
	Lmax	6	m

- **A = Área de cada elemento**

**Tabla 64** Área de elementos de losa 2

Elemento	Área	Resultado
1	$A_1 = b * h$	200 cm
2	$A_2 = b * h$	200 cm
3	$A_3 = b * h$ $A_3 = ((b_a * 2) + (b_n * 2)) * t_c$	500 cm

- **Y = Centro de gravedad**

**Tabla 65** Centro de gravedad de elementos de losa 2

Elemento	Centro de gravedad	Resultado
1	$y_1 = \frac{Ht - t_c}{2}$	10 cm
2	$y_2 = \frac{Ht - t_c}{2}$	10 cm
3	$y_3 = Ht - \frac{t_c}{2}$	22.5 cm

- **Ay = Producto del área por el centroide del elemento**

$$A_y = A * Y$$

**Tabla 66** Centro de gravedad de elementos de losa 2

Elemento	Ay
1	$2000 \text{ cm}^2$
2	$2000 \text{ cm}^2$
3	$11250 \text{ cm}^2$

- **Io = Inercia propia de cada elemento**

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

**Tabla 67** Inercia propia de elementos de losa 2

Elemento	Inercia propia	Resultado
1	$I_{o1} = \frac{bn * (ht - tc)^3}{12}$	6666,67
2	$I_{o1} = \frac{bn * (ht - tc)^3}{12}$	6666,67
3	$I_{o3} = \frac{((ba * 2) + (bn * 2))(tc)^3}{12}$	1042

- $d^2$  = Diferencia del centro de gravedad con respecto al eje neutro de cada elemento

$$d^2 = (y - \left(\frac{\sum Ay}{\sum A}\right))^2 =$$

**Tabla 68**  $d^2$  de elementos de losa 2

Elemento	$d^2$
1	48,23 cm
2	48,23 cm
3	30,86 cm

- $I_t$  = Momento de inercia de dos o más elementos

$$I_t 1 = (i_o + (A * d^2))$$

**Tabla 69** Inercia de elementos de losa 2

Elemento	$I_t$
1	16312
2	16312
3	16474
Total	49097

- **Altura de Losa Maciza**

$$Y = \sqrt[3]{\frac{12 * I_t}{100}} = \sqrt[3]{\frac{12 * (49097)}{100}} = 18.01 \text{ cm}$$

- Por U/m

$$\frac{\text{Altura de losa maciza}}{\text{Unidad}} = \frac{18,01\text{cm}}{1} = 18,01 \text{ cm/m}$$

$$\text{Luz máxima (m)} = 6 \text{ m}$$

**Tabla 70** Dimensiones de elementos que conforman el tramo de losa 1

DATOS EJE X			DATOS EJE Y		
LX1	0,00	m	Y1	5,50	m
LX2	4,50	m	Y2	5,50	m
LX3	4,50	m	Y3	3,50	m
DIMENSIONES VIGAS			DIMENSIONES VIGAS		
B1	25	cm	B3	30	cm
H1	45	cm	H3	50	cm
B2	25	cm	B4	25	cm
H2	50	cm	H4	50	cm
DATOS GENERALES					
e	18,01	cm	fy	4200	Kg/cm <sup>2</sup>

Con los datos de la tabla 70, se podrán determinar los valores de inercia para los paños de losas y vigas, así como los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  que permitirán la obtención del espesor de diseño para la losa 1 de la estructura.

$$I_o(\text{Inercia de losa}) = \frac{b * h^3}{12} =$$

$$I_o = \frac{((Ly1 * 100) + (Ly2 * 100)) * (\text{espesor de la losa maciza})^3}{12}$$

$$I_{vigab1} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\alpha = \frac{I_{losab}}{I_{vigab}}$$

**Tabla 71** Coeficientes para determinar espesor de losa 1

Inercia de losas		Inercia de vigas		Coeficiente $\alpha$	
Iob1	219027,8 cm <sup>4</sup>	Ivb1	1189843,8 cm <sup>4</sup>	$\alpha_1$	0.87

Iob2	21,9027,8	cm <sup>4</sup>	Ivb2	2604416,7	cm <sup>4</sup>	$\alpha_2$	1,19
Iob3	219027,8	cm <sup>4</sup>	Ivb3	312500	cm <sup>4</sup>	$\alpha_3$	1,43
Iob4	109513,9	cm <sup>4</sup>	Ivb4	260416,7	cm <sup>4</sup>	$\alpha_4$	2.38

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{1,42 + 1,19 + 1,44 + 1,73}{4} = 1,47$$

- **Cálculo del coeficiente  $\beta$**

$$\beta = \frac{\text{longitud mayor}}{\text{longitud de analisis}} = \frac{5,50}{4,50} = 1,22$$

Según el reglamento del código Aci 318-19, capítulo 8 para losas en dos direcciones:

$\alpha_m$  = Valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel.

$\alpha_{fm}$  = Valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel.

$L_n$  = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm).

El término  $\beta$  es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

### 3.6.7.5. *Cálculo de la equivalencia de espesor de la losa nervada 1 a losa maciza.*

La tabla 8.3.1.2 del código ACI 318-19 indica que:

$$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$$

$$0.2 < 1,47 \leq 2.0$$

Se aplicará 8.3.1.1 donde el espesor mínimo  $h$  se calculará con la siguiente expresión:

$$h = \frac{l_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

Y se considerará un valor mínimo equivalente a 125mm de espesor.

$$h_1 = \frac{(5,50 * 100) \left(0,8 + \frac{4200}{1400}\right)}{36 + 5(1,47)(1,47 - 0,2)} = 13,83 \text{ cm}$$

**Tabla 72** Cálculo de posibles espesores de losa 1

Cálculo Espesor			Cálculo Espesor		
h1	13,83	cm	h2	12,87	cm
h1	12,5	cm	h2	9	cm

Los resultados indican que el espesor calculado no cumple con el espesor mínimo establecido en el código ACI, por tanto, se optará por el espesor mínimo equivalente a  $e = 12.5\text{cm}$ .

$$13,83 \text{ cm} < 18,01 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

**Tabla 73** Espesor de losa 2

ESPESOR A OPTAR		
e	13,83	cm

### 3.6.7.6. Tipo de losa y determinación momentos y aceros requeridos para nervios de losa.

Para determinar el área de acero requerida en la losa alivianada, se identifica el tipo de losa relacionando la longitud corta sobre la longitud larga.

**Tabla 74** Tipo y longitudes de la losa rectangular

Tipo de losa	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	Lx/Ly
3	4,5	5,5	0,82	0,80

Los coeficientes utilizados para el diseño de la losa 1-2-B-C se determinan a partir del Modelo 3, según lo establecido en las tablas correspondientes a losas nervadas.

**Tabla 75** Valor adimensional de losa para calcular momento flector

my (-)	my (+)	mx (-)	mx (+)
--------	--------	--------	--------

Para cada tipo de losa se emplean los coeficientes para calcular los respectivos momentos flectores positivos y negativos, además de la deflexión máxima.

**Tabla 76** Momento flector alrededor del eje x, y por metro de ancho de losa.

<b>Muy (-)</b>	<b>Muy (+)</b>	<b>Mux (-)</b>	<b>Mux (+)</b>
<b>Kg*m/m</b>	<b>Kg*m/m</b>	<b>Kg*m/m</b>	<b>Kg*m/m</b>
2120,58	1095,22	1417,05	511,43

$$My(-) = 0,0001 * q * my(-) * L_x^2 = 0,0001 * 1232 \frac{kg}{m^2} * 850 * (4,5)^2 =$$

$$My(-) = 2120,58 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$My(+) = 0,0001 * q * my(+) * L_x^2 = 0,0001 * 1232 \frac{kg}{m^2} * 439 * (4,5)^2 =$$

$$My(+) = 1095,22 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$Mx(-) = 0,0001 * q * mx(-) * L_x^2 = 0,0001 * 1232 \frac{kg}{m^2} * 568 * (4,5)^2 =$$

$$Mx(-) = 1417,05 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$Mx(+) = 0,0001 * q * mx(+) * L_x^2 = 0,0001 * 1232 \frac{kg}{m^2} * 205 * (4,5)^2 =$$

$$Mx(+) = 511,43 \text{ kg} * \text{m/m}$$

$$\Delta = 0,0001 * q * \delta * \frac{L_x^4}{Eh^3} = 0,0001 * 0,1232 \frac{kg}{m^2} * 322 * \frac{4,5 * 100^4}{232379 * 18,01^3} =$$

$$\Delta = 0.12 \text{ cm}$$

### 3.6.7.7. Control de deflexiones permitidas

$$\frac{Lx}{360} = \frac{4,5 * 100}{360} = 1,25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * b * d}{f_y} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{uy}}{0,85 * 0,9 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s_{M_{uy}(-)}} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{M_{uy}(+)}} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{M_{ux}(-)}} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{M_{ux}(+)}} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Para losas alivianadas, la armadura mínima se obtiene a partir de:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 1,47 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta la tabla 77 de aceros requeridos en la losa alivianada del primer piso.

**Tabla 77** Aceros requeridos en losa y nervios

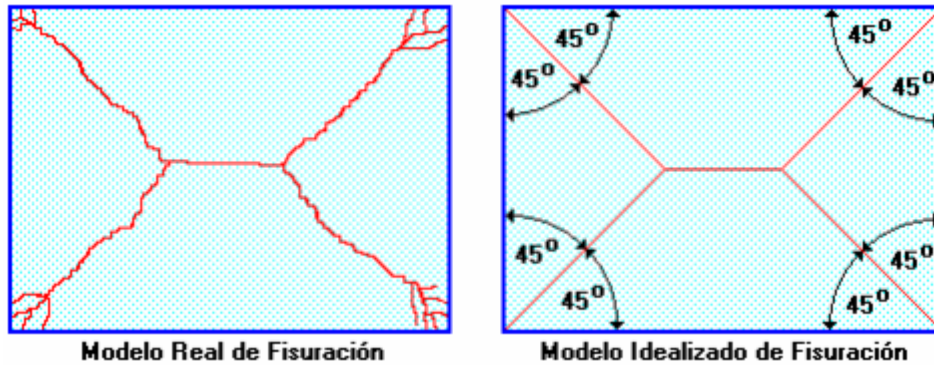
$A_{s_{M_{uy}(-)req}} = 2,72 \text{ cm}^2$	$A_{s_{M_{uy}(-)nervio}} = 1,36 \text{ cm}^2$
$A_{s_{M_{ux}(-)req}} = 1,78 \text{ cm}^2$	$A_{s_{M_{uy}(+)nervio}} = 0,73 \text{ cm}^2$
$A_{s_{M_{uy}(+)req}} = 1,47 \text{ cm}^2$	$A_{s_{M_{ux}(-)nervio}} = 0,89 \text{ cm}^2$
$A_{s_{M_{ux}(-)req}} = 1,47 \text{ cm}^2$	$A_{s_{M_{ux}(-)nervio}} = 0,73 \text{ cm}^2$

Para el diseño del refuerzo en la zona de momento positivo, se tomó en cuenta un ancho de compresión de 100 cm, correspondiente al área de la losa superior. En el caso del momento negativo, el cálculo se realizó considerando un ancho efectivo de 20 cm, dado que la compresión se localiza únicamente en los nervios estructurales.

### 3.6.7.8. Chequeo de Losa por esfuerzo de cortante.

Según los estudios experimentales que sustentan la Teoría de las Líneas de Rotura, una losa rectangular apoyada en todo su contorno sobre vigas de mayor altura, al estar sometida a una carga uniformemente distribuida en toda su

superficie, presenta un patrón de fisuración característico al alcanzar su estado límite último. En esta condición, las grietas se organizan formando figuras geométricas como triángulos y trapecios, indicando el mecanismo de colapso.



Tomado del libro de diseño en hormigón armado de Marcelo Romo Proaño.

Sección crítica de diseño

$$SCD = d + \frac{b \text{ viga}}{2} = 34,5 \text{ cm} = 0,345 \text{ m}$$

$$SD = \frac{L}{2} - SCD = \frac{5,5 \text{ m}}{2} - 0,345 \text{ m} = 2,405 \text{ m}$$

Cálculo al esfuerzo cortante resistente.

La sollicitación de corte que se desarrolla en un metro de ancho dentro de la región crítica a cortante se expresa como:

$$Vu = b * SD * q = \frac{100}{100} * 2,405 * 1232 = 2962,96 \text{ kg}$$

En un tramo de un metro de ancho de losa, se consideran dos nervios estructurales, cada uno con un ancho de 10 cm, lo que da un ancho total resistente de 20 cm. En consecuencia, el esfuerzo cortante último se determina considerando esta sección efectiva.

$$vu = \frac{Vu}{\Phi bd} = \frac{2962,96 \text{ kg}}{0,85 * 20 * 22} = 7,92 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del cortante del concreto

$$Vcr = 0,53\sqrt{f'c} = 0,53 * \sqrt{240} = 8,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu < Vcr$$

$$7,92 \text{ kg/cm}^2 < 8,21 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

Como el valor del esfuerzo cortante último no supera la resistencia ofrecida por el hormigón, no se considera necesario ajustar las dimensiones de los bloques de alivianamiento.

### **3.6.7.9. Armadura de retracción y temperatura por fraguado.**

Con el fin de controlar de manera efectiva la fisuración provocada por los efectos de la retracción del fraguado y las variaciones térmicas en el hormigón de la loseta de compresión, se recomienda la incorporación de una malla electrosoldada con un límite de fluencia de  $F_y=2800 \text{ kg/}$ . En este contexto, se requiere disponer la armadura mínima correspondiente en ambas direcciones.

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s,min} = 0.0020 * 100 \text{ cm} * 2,5 \text{ cm} = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho}$$

El espaciamiento máximo permitido entre los alambres de la malla electrosoldada debe ser el menor valor entre cinco veces el espesor de la loseta y 45 cm.

$$e \text{ losa} = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$e_{m\acute{a}x} = 5e = 5 * 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$e_{m\acute{a}x} \leq 45 \text{ cm}$$

$$e. \text{utilizado} = 25 \text{ cm}$$

Es posible seleccionar una malla electrosoldada compuesta por alambres de 4 mm de diámetro, distribuidos con una separación de 25 cm, la cual debe ubicarse en la posición media del espesor de la loseta de compresión.

### **3.6.8. Diseño de cimentaciones.**

### **3.6.8.1. Condiciones calculadas o asumidas**

$\sigma_t = 1,5 \text{ kg/cm}^2$  Tensión admisible del terreno

$\gamma_t = 1,5 \text{ ton/m}^3$  Peso promedio del suelo y la cimentación

$df = 1 \text{ m}$  Fondo de la cimentación

$s/c = 0,5 \text{ ton/m}^2$  Uso de la edificación

$\sigma_{neto} = 13 \text{ Ton/m}$  Esfuerzo neto del terreno

Para el predimensionamiento de las cimentaciones se empleará el esfuerzo admisible mencionado anteriormente que es de 13 Ton/m<sup>2</sup> y el método de extracción de cargas que comprende la combinación de carga de servicio D + L y la combinación de carga factorizada 1.2D + 1.6L, las cargas están estipuladas en las normas NEC-2015 y ACI 318-19.

### **3.6.8.2. Zapatas centrales**

A continuación, se presenta el procedimiento de diseño de la zapata central más crítica. B-3-.

#### **Zapata concéntrica, eje B-3**

##### **Carga de servicio**

$$D + L = 42,5227 \text{ Ton} + 12,9313 \text{ Ton} = 55,454 \text{ Ton}$$

##### **Carga factorizada**

$$1,2D + 1,6L = 1,2(42,5227 \text{ Ton}) + 1,6(12,9313 \text{ Ton}) = 71,71732 \text{ Ton}$$

##### **Datos para el dimensionamiento**

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

### Área requerida

$$A_{req} = \frac{D + L}{q_{admisible}} = \frac{71,71732 \text{ Ton}}{13 \text{ Ton/m}^2} = 4,27 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_{req}} = \sqrt{4,27 \text{ m}^2} = 2,07 \text{ m}$$

A partir del área requerida, la base de la cimentación corresponde a 2,10 m y será dimensionada para una columna rectangular con dimensiones de 40cmx50cm.

### Determinación de la carga puntual considerando una presión uniformemente distribuida:

$$q_u = \frac{1.2D + 1.6L}{Area} = \frac{71,71732 \text{ Ton}}{(4,41 \text{ m})^2} = 16,27 \text{ Ton/m}^2 = 1,727 \text{ kg/cm}^2$$

Para dimensionar la Zapata cuadrada a Zapata rectangular se debe cumplir con:

$$Lv1 = Lv2$$

$$T = 2,10 \text{ m} + \frac{(0,50 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{2} = 2,15 \text{ m}$$

$$S = 2,10 \text{ m} - \frac{(0,50 \text{ m} - 0,40 \text{ m})}{2} = 2,05 \text{ m}$$

### Comprobación

$$Lv1 = 2,15 \text{ m} - \frac{0,50 \text{ m}}{2} = 0,825 \text{ m}$$

$$Lv2 = 2,05 \text{ m} - \frac{0,40 \text{ m}}{2} = 0,825 \text{ m}$$

$$0,825 \text{ m} = 0,825 \text{ m} \text{ Cumple}$$

### Cálculo del peralte efectivo

$$b.col = 40 \text{ cm}$$

$$a.col = 50 \text{ cm}$$

*recubrimiento libre = 7,5 cm*

En la sección 13.2.7 de la normativa ACI 318-19 indica valores para la sección crítica de cimentaciones superficiales y para el cabezal de pilotes. En la misma sección 13.2.7.1 menciona la sección crítica para el momento último ( $M_u$ ).

La sección crítica para cortante se mide a partir de la cara del miembro soportado (columna, pedestal o muro), lo cual no aplica para muros de albañilería y miembros apoyados sobre platinas de base de acero.

$$P_u - Q_u * A_c = \emptyset * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Reemplazando los datos en la ecuación se obtiene el siguiente despeje:

$$508,915d^2 + 236,334d - 68,46 = 0$$

En donde:

$$a = 508,915; b = 236,334; c = -68,46$$

$$d_1 = 0,202 \text{ m}$$

$$d_2 = -0,666 \text{ m}$$

$$d \text{ adoptado} = 20,19 \text{ cm}$$

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{ barra} = 14\text{mm} = 14 \text{ cm}$$

$$H \text{ zapata} = 14,54 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm} + 1,4\text{cm} = 29,09 \text{ cm}$$

$$H \text{ zapata} = 30 \text{ cm}$$

- **Diseño**

**Cálculo considerando fuerza cortante en una dirección.**

**Cálculo de cortante último en una dirección.**

$$Vu1 = B * Qu \left( \frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) =$$

$$Vu = 2,05 \text{ m} * 16,27 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( \frac{2,05 \text{ m}}{2} - \frac{0,4 \text{ m}}{2} - 0,225 \text{ m} \right) = 20,01 \text{ Ton}$$

En el capítulo 22 de la norma ACI, la resistencia nominal a cortante para miembros en dos direcciones sin refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$V_n = V_c$$

### **Cálculo de cortante resistente en una dirección.**

$$\lambda = 1 \text{ Peso normal } 19.2.4.3 \text{ Aci } 318 - 19$$

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{\frac{240 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * 205 \text{ cm} * 22,5 \text{ cm} = 37871,97 \text{ kg} = 37,87 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 37,87 \text{ Ton} = 28,40 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > Vu$$

$$20,01 \text{ Ton} > 28,40 \text{ Ton} \text{ Cumple}$$

### **Diseño considerando fuerza cortante en dos direcciones.**

Cálculo de cortante último en dos direcciones

El área crítica para cortante por punzonado se ubica a una distancia  $d/2$ , desde la sección crítica para flexión. Siendo  $a$  y  $b$  las dimensiones del pedestal.

$$Vu2 = Pu - Qu * ((a + d)(b + d)) =$$

$$Vu = 71717,32 - 1,627 * ((50 + 22,5) * (40 + 22,5))$$

$$Vu = 64344,23 \text{ kg} = 64,34 \text{ Ton}$$

### **Cálculo de cortante en dos direcciones**

$$bo = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(50 \text{ cm} + 22,5 \text{ cm}) + 2(40 \text{ cm} + 22,5 \text{ cm}) = 270 \text{ cm}$$

El ACI 318-19 indica en la tabla 22.6.5.2, que el cálculo de  $V_c$  para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante, se deberá escoger el menor resultado.

En la sección 22.6.5.3 del ACI 318-19 muestran los valores de  $A_s$  de acuerdo a la ubicación de la columna. El factor de modificación por efecto de tamaño,  $\lambda_s$ , debe calcularse por medio de:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0,04d)}} \leq 1 \quad \text{donde } d \text{ esta en cm}$$

$$\lambda_s = 1$$

$$\lambda_s = 1,0259784 \leq 1 \text{ Se toma el minimo}$$

$$\lambda_{smin} = 1$$

En la tabla 22.6.5.2 -  $v_c$  para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante, se indican los siguientes valores de acuerdo a la ubicación de la columna:

**$a_s = 40 \text{ col. interiores}$**        **$a_s = 30 \text{ col. de borde}$**        **$a_s = 20 \text{ col. de esquina}$**

$$V_c = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = 1.1 * 1 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 270 \text{ cm} * 22,5 \text{ cm} = 103524,84 \text{ kg} = 103,52 \text{ Ton}$$

Para el cálculo de  $\beta$  es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

$$\beta = 50/40 = 1,25$$

En la norma ACI 318-19, capítulo 22, se indica el cálculo de  $V_c$  aplicando dos ecuaciones.

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{1,25}\right) * 1 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 270 \text{ cm} * 22,5 \text{ cm} = 129688,40 \text{ kg}$$

$$V_c = 129,69 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.27 * \left( 2 + \frac{as * d}{bo} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$V_c = 0.27 * \left( 2 + \frac{40 * 22,5 \text{ cm}}{270 \text{ cm}} \right) * 1 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 270 \text{ cm} * 22,5 \text{ cm}$$

$$V_c = 135523,43 \text{ kg} = 135,52 \text{ Ton}$$

**Cortante nominal a emplear:**

$$\phi V_c = 0,75 * 103,52 \text{ Ton} = 77,64 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > Vu$$

$$77,64 \text{ Ton} < 64,34 \text{ Ton} \text{ Cumple}$$

**Diseño para resistir momentos flexionantes.**

$$M_u = \frac{1}{2} * Qu * \left[ \left( \frac{B - b}{2} \right)^2 \right] * B =$$

$$M_u = \frac{1}{2} * 16,27 * \left[ \left( \frac{2,05 - 0,4}{2} \right)^2 \right] * 2,05 = 11,35 \text{ Ton} - m$$

**Momento resistente del concreto.**

$$\frac{c}{\epsilon_{cu}} = \frac{d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} \rightarrow c = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} \rightarrow c = \frac{0.003 * 22,5}{0.002 + 0.003} = 13,5 \text{ cm}$$

En la sección 22.2.2.4.3 del ACI 318-19 indica valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 * (f'c - 280)}{70} = 0.85 - \frac{240 - 280}{70} = 0.88$$

**Cumplimiento**

$$0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

$$0.65 \leq 0.88 \leq 0.85 \text{ No cumple}$$

Al no haber cumplimiento se opta por tomar un  $\beta_1 = 0.85$

**Cálculo de la profundidad del bloque de esfuerzo.**

$$a = \beta_1 * c = 0.85 * 13,5 \text{ cm} = 11,48 \text{ cm}$$

**Cálculo del acero requerido para el refuerzo mínimo a flexión.**

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1135176,77}{0.9 * (4200) * \left(17,5 - \frac{11,48}{2}\right)} = 17,92 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s. \text{ minimo}} &= 0.0018 * b * H = 0.0018 * 205 \text{ cm} * 30 \text{ cm} \\ &= 11,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$A_s > A_{s \text{ mínimo}}$

$17,92 \text{ cm}^2 > 11,07 \text{ cm}^2$  Cumple

**Cálculo de varillas o barras necesarias.**

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{\left(\frac{\pi * \phi^2}{4}\right)} = \frac{17,92}{\left(\frac{\pi * 1,4^2}{4}\right)} = 11,64 \text{ barras} = 12 \text{ barras}$$

Por recomendación  $\# \text{ barras} = 12 \text{ barras}$

**Cálculo de separación varillas o barras.**

$$S = \frac{B - 2 * r}{\# \text{ varilla} - 1} = \frac{205 \text{ cm} - 2 * (7,5 \text{ cm}) - 0,14 \text{ cm}}{12 - 1} = 17,26 \text{ cm}$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

Se emplean 12 barras  $\phi 14 \text{ mm @ } 17 \text{ cm}$  en dirección corta.

Se emplean 13 barras  $\phi 14 \text{ mm @ } 16 \text{ cm}$  en dirección larga.

**Adherencia y longitud de desarrollo**

El cálculo de adherencia y longitud de desarrollo se realizará en las secciones críticas para el momento flector y los lugares en donde se presente cambio de sección.

Los factores de modificación para el desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados en tracción se obtienen de la Tabla 25.4.2.5 del ACI 318-19.

**Tabla 78** Factores de modificación para barras corrugadas y alambres a corrugados

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0,75
	Concreto de peso normal	1
Grado del refuerzo	Grado 280 ó Grado 420	1
	Grado 550	1,15
	Grado 690	1,3
Epóxico	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de 3db de recubrimiento, o separación libre menor que 6db	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1,2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1
Tamaño	Para barras No.22 y mayores	1
	Para barras No.19 o menores y alambres corrugados	0,8
Ubicación	Mas de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1,3
	Otra	1

El producto ( $\Psi_t \Psi_e$ ) no hay necesidad de que exceda 1,7

$$l_d = \frac{f_y}{1,1\lambda * \sqrt{f_c}} * \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} db \geq 30cm$$

$$\Psi_g = 1 \text{ Grado 280 o Grado 420}$$

$$\Psi_e = 1 \text{ Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc}$$

$$\Psi_s = 0,8 \text{ Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados}$$

$$\Psi_t = 1 \text{ Otra}$$

$$f_y = 411,89 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 23,54 \text{ Mpa}$$

$\lambda = 1$  Concreto de peso normal

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5 \rightarrow K_{tr} = 0 \text{ (simplificación de diseño)}$$

$0,5 \leq 2,5$  Cumple

$$C_b = \min\left(\text{recubrimiento} + \frac{\phi \# b}{2}, \frac{\text{separación entre barras}}{2}\right)$$

$$C_{b1} = \text{recubrimiento libre} = 75 \text{ mm}$$

$$C_{b2} = \frac{\emptyset}{2} = \frac{14 \text{ mm}}{2} = 7 \text{ mm}$$

$$C_{b3} = \frac{S}{2} = \frac{120 \text{ mm}}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$C_{b \text{ min}} = 7 \text{ mm}$$

$$l_d = 1728,87 \text{ mm}$$

$172,89 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  Cumple

La longitud de desarrollo disponible en la zapata se puede determinar de la siguiente manera:

$$l_{d \text{ prop}} = l_{flex} - \text{recubrimiento} = \frac{215 \text{ cm} - 50 \text{ cm}}{2} - 7,5 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

Otros casos

$$l_d = \frac{f_y * \Psi_t * \Psi_e * \Psi_g}{1,4 * \lambda * \sqrt{f_c}} * db$$

$$l_d = 849 \text{ mm} = 0,849 \text{ m} = 84,90 \text{ cm}$$

**Espaciamiento libre entre barras**

$$l_d = \frac{f_y * \Psi_t * \Psi_e * \Psi_g}{2,1 * \lambda * \sqrt{f_c}} * db$$

$$l_d = 566 \text{ mm} = 0,566 \text{ m} = 56,60 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ pro}} \geq l_d$$

$75 \text{ cm} \geq 84,90 \text{ cm}$  No cumple, se requiere colocar gancho

$$\text{Longitud del gancho} = 85 - 75 = 10 \text{ cm}$$

### Diseño por aplastamiento de la zapata

#### Resistencia requerida

La fuerza mayorada de compresión transferida a través de aplastamiento debe obtenerse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas.

#### Resistencia de diseño

La resistencia de diseño al aplastamiento debe cumplir con:

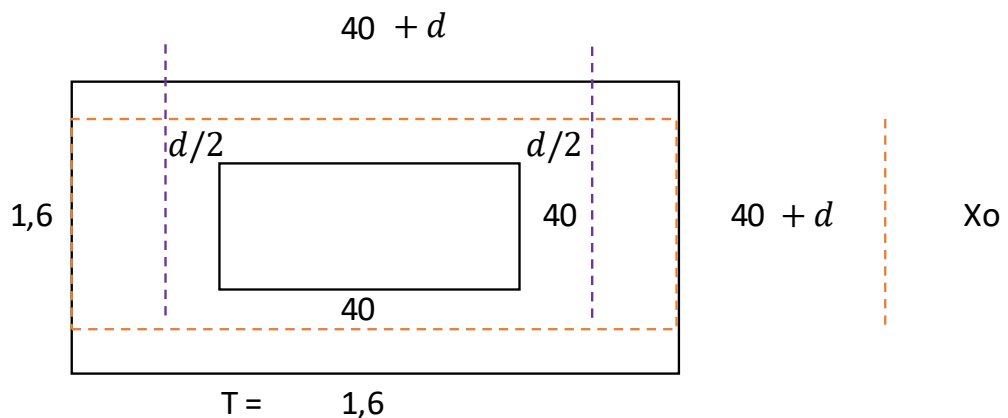
$$\phi B_n \geq B_u$$

$$\phi = 0,65 \text{ Aplastamiento}$$

Esto aplica en cada combinación de mayoración de carga aplicable.

La resistencia nominal por aplastamiento,  $B_n$ , se determina conforme a la tabla 22.8.3.2 del ACI 318-19. En este cálculo,  $A_1$  denota el área que recibe carga directa, mientras que  $A_2$  se refiere al área de la base inferior del tronco de pirámide, cono o cuñas que esté totalmente dentro del soporte. Esta figura geométrica posee una base superior igual a  $A_1$ , y sus lados deben inclinarse a razón de 1 vertical por cada 2 horizontales. Si se trata de una zapata con columna cuadrada se considera como perteneciente a la sección de otros casos según la tabla 22.8.3.2

**Figura 22** Partes de una zapata



$$\frac{X_o}{2,15} = \frac{40}{50}$$

$$X_o = 1,72 \text{ m}$$

$$A_1 = \text{Area de la columna} = 0,2 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \text{zapata} = 4,41 \text{ m}^2$$

$$A_2 = T * X_o$$

$$A_{o1} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2 \text{ Entonces } A_{o1} = 2A_1$$

$$A_{o2} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \text{ Entonces } A_{o2} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4 > 2 \text{ Usar } A_{o1}$$

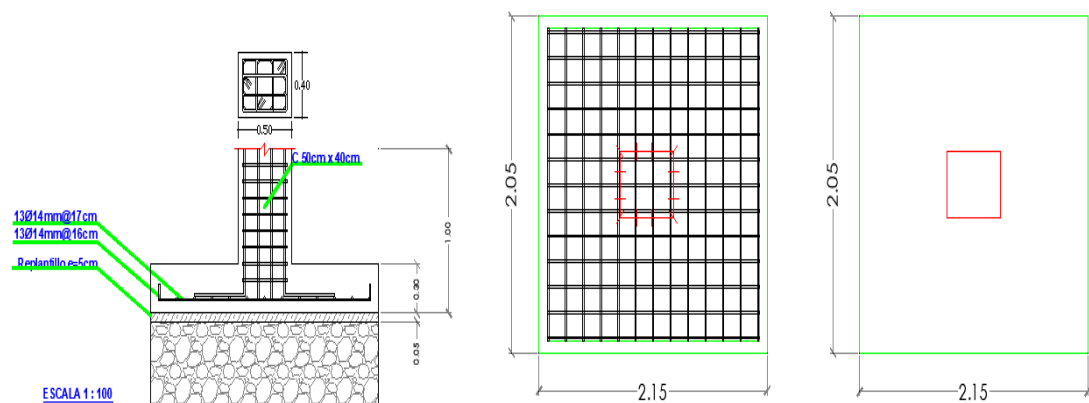
Se debe verificar que:

$$\emptyset Bn \geq Bu$$

$$265200 \text{ kg} \geq 71717,32 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

A continuación, se presenta el detalle de la zapata central localizada en eje B3 de la planta inferior.

**Figura 23** Detalle estructural de zapata central, vista en planta.



### 3.6.9. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.

#### 3.6.10.1. Peso sísmico NEC 15

El peso total acumulado se obtiene directamente del modelo estructural en ETABS, al igual que las cargas vivas. Para el cálculo del peso sísmico, se considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, conforme a los criterios establecidos. Los valores resultantes se derivan de la Tabla 79.

**Tabla 79** Carga reactiva  $W$  por piso.

<b>PISO</b>	<b>P ACUMULADO (Ton)</b>	<b>P POR PISO Ton</b>	<b>CARGA VIVA 25% (Ton)</b>	<b>P TOTAL POR PISO Ton</b>
3	180,2887	180,2887	17,128125	197,416825
2	548,4007	368,112	43,176375	411,288375
1	916,5127	548,4007	70,8193	619,22

Nota: Obtenido de Etabs.

#### 3.6.10.2. Espectro de diseño NEC 15

La ubicación del proyecto se encuentra clasificada dentro de una zona de alta amenaza sísmica. Para efectos del análisis, se adoptaron los coeficientes correspondientes a un perfil de suelo tipo E. La tabla 80 detalla los parámetros empleados en la definición del espectro de respuesta elástico representado en la Figura N, así como las aceleraciones espectrales  $S_a$ .

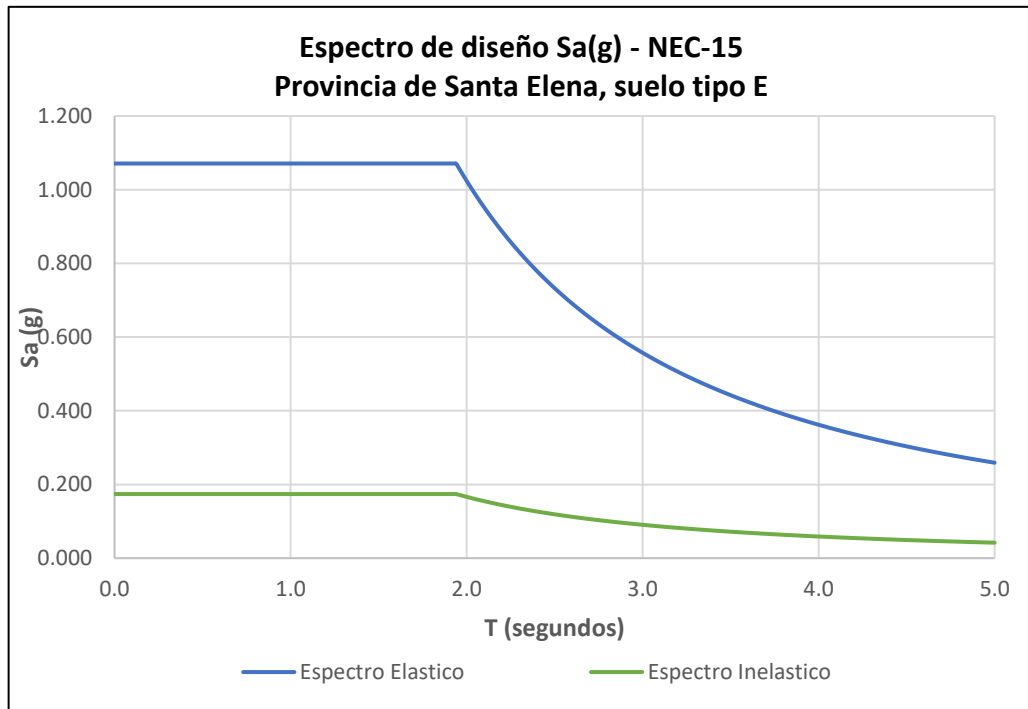
**Tabla 80** Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
<b>ZONA</b>	VI
<b>Z</b>	0,7
<b>F<sub>a</sub></b>	0,85
<b>F<sub>d</sub></b>	1,50
<b>F<sub>s</sub></b>	2,00
<b>r</b>	1,5

<b>n</b>	1,8
<b>T<sub>o</sub></b>	0,35
<b>T<sub>c</sub></b>	1,941

**Figura N**

*Espectro elástico e inelástico de diseño*



### 3.6.10.3. *Periodo Fundamental*

La edificación está compuesta por pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado, los cuales incorporan vigas peraltadas. En consecuencia, se adopta un valor de  $C_t = 0.055$  y un valor exponencial  $\alpha = 0.9$ , para el cálculo del periodo fundamental. Considerando una altura total  $h_n = 9$  m se obtiene un periodo de vibración igual a:

$$T = C_t * h_n^\alpha = 0,055 * (9)^{0,9} = 0,3973571 \text{ seg}$$

### 3.6.10.4. *Cortante Basal*

En el cálculo cortante basal, se considera que la edificación no presenta irregularidades ni en planta ni en altura. Dado que la estructura incorpora vigas de

gran peralte, se adopta un factor de reducción por capacidad dúctil  $R = 8$ . El valor del coeficiente  $K$  determina conforme a la tabla 6.3.5 de la normativa vigente, el cual depende del periodo fundamental de vibración; en este caso, se obtiene  $K = 1$ .

A partir de estos parámetros, se define el coeficiente sísmico de diseño de la siguiente forma:

$$C_s = \frac{Sa(g) * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$C_s = \frac{1,071 * 1,3}{8 * 1 * 1} = 0,1740375$$

Para el cálculo del cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = \left[ \frac{Sa(g) * I}{R * \phi_P * \phi_E} \right] * W =$$

Obteniéndose un cortante basal  $V = 214,66572 \text{ Ton}$

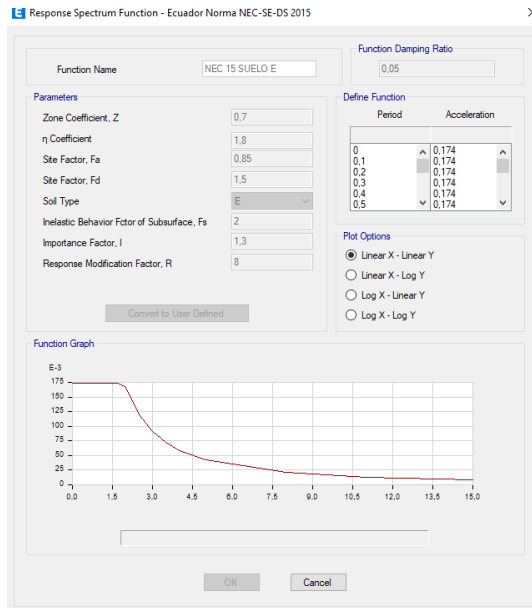
**Tabla 81** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.

Nº Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / $\sum Wi*(hx^k)$	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	197,416825	2215,79	0,306	65,36	65,36	19,61
2	6	411,288375	2954,62	0,408	87,15	152,51	26,15
1	3	619,22	2074,52	0,286	61,19	213,71	18,36
Total		1227,93	7244,93	1,000	213,71		

### 3.6.10.5. Análisis modal

Para llevar a cabo el análisis modal de la edificación, es necesario ingresar en Etabs el espectro inelástico, por medio de este procedimiento es posible identificar los modos de vibración, considerando tres por cada nivel: traslación en dirección X, traslación en la dirección Y, y rotación alrededor del eje vertical, esto da como resultado un total de nueve modos para el sistema estructural.

**Figura 37** Aplicación del espectro inelástico de respuesta.



### 3.6.10.6. Cortante Basal Corregido

Con el objetivo de representar de manera más precisa el comportamiento real de la estructura, se realiza un nuevo cálculo del cortante basal, esta vez empleando el período de vibración obtenido directamente del modelo estructural generado en el software ETABS, tal como se presenta en la Tabla 82.

**Tabla 82** Modos de vibración de la estructura y participación de masas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,701	86,30%	0,00%	86,80%	0,00%	0,18%	0,19%
Modal	2	0,667	0,00%	87,01%	86,80%	87,78%	0,00%	0,19%
Modal	3	0,63	0,18%	0,00%	86,99%	87,78%	86,02%	86,70%
Modal	4	0,24	10,14%	0,00%	97,43%	87,78%	0,02%	86,73%
Modal	5	0,236	0,00%	9,71%	97,43%	97,70%	0,00%	86,73%
Modal	6	0,218	0,02%	0,00%	97,46%	97,70%	10,12%	96,94%
Modal	7	0,153	3,34%	0,00%	99,98%	97,70%	0,02%	96,96%
Modal	8	0,152	0,00%	3,28%	99,98%	100,00%	0,00%	96,96%
Modal	9	0,138	0,02%	0,00%	100,00%	100,00%	3,64%	100,00%

Es importante señalar que, en ambas direcciones (X e Y), se debe alcanzar al menos un 90 % de participación modal de masa. En estructuras con irregularidades geométricas o efectos torsionales significativos, los modos de vibración pueden presentar una baja participación de masa. Lo ideal es lograr la activación del 100 % de la masa efectiva, de modo que las fuerzas sísmicas

consideradas representen de forma más realista el comportamiento dinámico de la estructura.

Para un periodo  $T_x = 0,701$  segundos se calcula un coeficiente  $k = 1.005$ , por lo que implica una variación en las fuerzas sísmicas ( $F_x$ ), cuyos valores se detallan en la tabla 83. De manera similar, con un periodo  $T_y = 0,667$  segundos, se obtiene un coeficiente  $k = 1.0835$ , generando cambios en las fuerzas ( $F_y$ ), que se presentan en la tabla 84.

**Tabla 83** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

Nº Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / $\sum Wi*(hx^k)$	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	197,416825	2215,79	0,306	65,36	65,36	19,61
2	6	411,288375	2954,62	0,408	87,15	152,51	26,15
1	3	619,22	2074,52	0,286	61,19	213,71	18,36
<b>Total</b>		1227,93	7244,93	1,000	213,71		

**Tabla 84** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

Nº Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / $\sum Wi*(hx^k)$	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	197,416825	2134,55	0,303	64,83	64,83	19,45
2	6	411,288375	2865,98	0,407	87,04	151,87	26,11
1	3	619,22	2036,13	0,289	61,84	213,71	18,55
<b>Total</b>		1227,93	7036,66	1,000	213,71		

### 3.6.10.7. Cortante Basal Dinámico

De acuerdo con lo establecido en la sección 6.2.2 de la normativa, se debe aplicar un ajuste al cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico. En el caso

de estructuras regulares, el cortante no debe ser inferior al 80% del cortante calculado por el método estático equivalente (VE), mientras que para estructuras irregulares se exige al menos el 85%. Con base en esta disposición, se verificó el cumplimiento de este requisito, considerando que la edificación evaluada presenta un comportamiento estructural regular. Los resultados utilizados en esta verificación, se resumen en las tablas 85 y 86 que fueron extraídos del modelo estructural desarrollado en Etabs.

**Tabla 85** Cortante estático y cortante dinámico en dirección X.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
65,36	65,36	52,288	46,7057	46,7057
152,51	87,15	69,72	114,3124	67,6067
213,7	61,19	48,952	147,8975	33,5851
		170,96		147,8975

**Tabla 86** Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
64,83	64,83	51,864	46,6733	46,6733
151,87	87,04	69,632	114,4781	67,8048
213,71	61,84	49,472	148,87	34,3919
		170,968		148,87

**Comprobación:** Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanzo el 80% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de corrección, calculado como el cociente entre el 85% de VE y el valor acumulado de VD.

Como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,1559357 en la dirección X y de 1,1484382 en la dirección Y.

**Tabla 87** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
65,36	65,36	52,288	53,9888	53,9888
152,51	87,15	69,72	132,1378	78,149
213,7	61,19	48,952	170,96	38,8222
		170,96		170,96

**Tabla 88** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.

Distribución del cortante basal entre niveles, considerando la altura y peso de cada piso según el procedimiento dinámico

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
64,83	64,83	51,864	53,6014	53,6014
151,87	87,04	69,632	131,471	77,8696
213,71	61,84	49,472	170,968	39,497
		170,968		170,968

La norma propone la implementación de este procedimiento para prevenir que las estructuras tengan una flexibilidad excesiva y, de esta manera, garantizar que la demanda estructural esté correctamente reflejada a través de fuerzas sísmicas relevantes

#### **3.6.10.8. Control de derivas.**

Con el propósito de verificar el comportamiento estructural adecuado de la edificación, se procede a evaluar las derivas de entrepiso en cada nivel, tomando como referencia los patrones o casos de carga y los criterios establecidos por la normativa NEC-15.

**Tabla 89** Derivas de piso con el patrón de carga Ex.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,03897	0,00285	0,03908	3,000	0,00933	0,00311	0,00335	0,02007	Cumple
3	0,04160	0,00285	0,04169	3,000	0,01004	0,00335			
2	0,02968	0,00208	0,02975	3,000	0,01570	0,00523	0,00558	0,03347	No cumple
2	0,03159	0,00208	0,03166	3,000	0,01673	0,00558			
1	0,01401	0,00096	0,01404	3,000	0,01404	0,00468	0,00497	0,02985	No cumple
1	0,01489	0,00096	0,01492	3,000	0,01492	0,00497			

**Tabla 90** Derivas de piso con el patrón de carga Ey.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00331	0,02908	0,02927	3,000	0,00696	0,00232	0,00350	0,02097	Cumple
3	0,00331	0,04344	0,04357	3,000	0,01049	0,00350			
2	0,00249	0,02217	0,02231	3,000	0,01143	0,00381	0,00571	0,03425	No cumple
2	0,00249	0,03299	0,03308	3,000	0,01713	0,00571			
1	0,00117	0,01082	0,01088	3,000	0,01088	0,00363	0,00532	0,03191	No cumple
1	0,00117	0,01591	0,01596	3,000	0,01596	0,00532			

**Tabla 91** Derivas de piso con el patrón de carga Dx.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,03496	0,00492	0,03530	3,000	0,00829	0,00276	0,00276	0,01658	Si cumple
3	0,03362	0,00492	0,03398	3,000	0,00802	0,00267			

3	0,02675	0,00375	0,02701	3,000	0,01451	0,00484	0,00484	0,02902	No cumple
3	0,02568	0,00375	0,02596	3,000	0,01395	0,00465			No cumple
3	0,01238	0,00173	0,01250	3,000	0,01250	0,00417	0,00417	0,02500	No cumple
3	0,01188	0,00173	0,01200	3,000	0,01200	0,00400			No cumple

**Tabla 92** Derivas de piso con el patrón de carga Dy.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
2	0,00275	0,03567	0,03578	3,000	0,00847	0,00282	0,00282	0,01694	Si cumple
2	0,00275	0,03567	0,03578	3,000	0,00847	0,00282			Si cumple
2	0,00207	0,02723	0,02731	3,000	0,01441	0,00480	0,00480	0,02882	No cumple
2	0,00207	0,02723	0,02731	3,000	0,01441	0,00480			No cumple
1	0,00095	0,01286	0,01290	3,000	0,01290	0,00430	0,00430	0,02579	No cumple
1	0,00095	0,01286	0,01290	3,000	0,01290	0,00430			No cumple

**Tabla 93** Derivas de piso con el patrón de carga Sx.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,03233	0,00237	0,03242	3,000	0,00785	0,00262	0,00282	0,01689	Si cumple
3	0,03451	0,00237	0,03459	3,000	0,00845	0,00282			Si cumple
2	0,02451	0,00172	0,02457	3,000	0,01325	0,00442	0,00470	0,02823	No cumple
2	0,02609	0,00172	0,02614	3,000	0,01411	0,00470			No cumple
1	0,01129	0,00077	0,01132	3,000	0,01132	0,00377	0,00401	0,02406	No cumple
1	0,01201	0,00077	0,01203	3,000	0,01203	0,00401			No cumple

**Tabla 94** Derivas de piso con el patrón de carga Sy.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00275	0,02419	0,02434	3,000	0,00590	0,00197	0,00296	0,01776	Cumple
3	0,00275	0,03614	0,03625	3,000	0,00888	0,00296			
2	0,00206	0,01833	0,01845	3,000	0,00969	0,00323	0,00484	0,02903	No cumple
2	0,00206	0,02729	0,02737	3,000	0,01452	0,00484			
1	0,00095	0,00871	0,00876	3,000	0,00876	0,00292	0,00428	0,02570	No cumple
1	0,00095	0,01282	0,01285	3,000	0,01285	0,00428			

**Tabla 95** Derivas de piso Ey-0.3Ex.

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00839	0,02823	0,02945	3,000	0,00697	0,00232	0,00362	0,02173	Cumple
3	0,00839	0,04430	0,04508	3,000	0,01087	0,00362			
2	0,00641	0,02155	0,02248	3,000	0,01152	0,00384	0,00591	0,03547	No cumple
2	0,00641	0,03361	0,03422	3,000	0,01774	0,00591			
1	0,00303	0,01053	0,01096	3,000	0,01096	0,00365	0,00549	0,03296	No cumple
1	0,00303	0,01620	0,01648	3,000	0,01648	0,00549			

**Tabla 96** Derivas de piso Ex-0.3Ey

Control de derivas interpiso, verificando que los desplazamientos relativos no superen el límite admisible para evitar daños estructurales y no estructurales durante sismos.

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,03798	0,00588	0,03843	3,000	0,00914	0,00305	0,00344	0,02067	Cumple
3	0,04259	0,00588	0,04299	3,000	0,01033	0,00344			
2	0,02893	0,00458	0,02929	3,000	0,01544	0,00515	0,00575	0,03448	No cumple
2	0,03234	0,00458	0,03266	3,000	0,01724	0,00575			
1	0,01366	0,00229	0,01385	3,000	0,01385	0,00462	0,00514	0,03083	No cumple
1	0,01524	0,00229	0,01542	3,000	0,01542	0,00514			

### 3.6.10.9. Control de torsiones.

**Tabla 97 Torsión en Ex**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,03897	0,00285	0,03908	3	0,003346	1,03666	
3	0,04160	0,00285	0,04169	3			Cumple
2	0,02968	0,00208	0,02975	3	0,005578	1,03171	
2	0,03159	0,00208	0,03166	3			Cumple
1	0,01401	0,00096	0,01404	3	0,004974	1,03031	
1	0,01489	0,00096	0,01492	3			Cumple

**Tabla 98 Torsión en Ey**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00331	0,02908	0,02927	3	0,003495	1,20204	
3	0,00331	0,04344	0,04357	3			No cumple
2	0,00249	0,02217	0,02231	3	0,005709	1,19967	
2	0,00249	0,03299	0,03308	3			Si cumple
1	0,00117	0,01082	0,01088	3	0,005318	1,18898	
1	0,00117	0,01591	0,01596	3			Si cumple

**Tabla 99 Torsión en Dx**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,03496	0,00492	0,03530	3	0,002763	1,01632	
3	0,03362	0,00492	0,03398	3			Cumple
2	0,02675	0,00375	0,02701	3	0,004837	1,01955	
2	0,02568	0,00375	0,02596	3			Cumple
1	0,01238	0,00173	0,01250	3	0,004167	1,02036	
1	0,01188	0,00173	0,01200	3			Cumple

**Tabla 100 Torsión en Dy**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00275	0,03567	0,03578	3	0,002823	1,00000	Cumple
3	0,00275	0,03567	0,03578	3			
2	0,00207	0,02723	0,02731	3	0,004803	1,00000	Cumple
2	0,00207	0,02723	0,02731	3			
1	0,00095	0,01286	0,01290	3	0,004299	1,00000	Cumple
1	0,00095	0,01286	0,01290	3			

**Tabla 101 Torsión en Sx**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,03233	0,00237	0,03242	3	0,002816	1,03658	Cumple
3	0,03451	0,00237	0,03459	3			
2	0,02451	0,00172	0,02457	3	0,004705	1,03165	Cumple
2	0,02609	0,00172	0,02614	3			
1	0,01129	0,00077	0,01132	3	0,004010	1,03047	Cumple
1	0,01201	0,00077	0,01203	3			

**Tabla 102 Torsión en Sy**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00275	0,02419	0,02434	3	0,002961	1,20201	No cumple
3	0,00275	0,03614	0,03625	3			
2	0,00206	0,01833	0,01845	3	0,004839	1,19934	Si cumple
2	0,00206	0,02729	0,02737	3			
1	0,00095	0,00871	0,00876	3	0,004283	1,18941	Si cumple
1	0,00095	0,01282	0,01285	3			

**Tabla 103 Torsión en Ey-0.3Ex**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	-0,00839	0,02823	0,02945	3	0,003622	1,21877	No
3	-0,00839	0,04430	0,04508	3			cumple
2	-0,00641	0,02155	0,02248	3	0,005912	1,21245	No
2	-0,00641	0,03361	0,03422	3			cumple
1	-0,00303	0,01053	0,01096	3	0,005493	1,20115	No
1	-0,00303	0,01620	0,01648	3			cumple

**Tabla 104 Torsión en Ex-0.3Ey**

Tiempo de la aceleración del suelo durante un sismo, usado para el análisis y diseño

DPiso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,03798	- 0,00588	0,03843	3	0,003445	1,06115	
3	0,04259	- 0,00588	0,04299	3			Cumple
2	0,02893	- 0,00458	0,02929	3	0,005747	1,05517	
2	0,03234	- 0,00458	0,03266	3			Cumple
1	0,01366	- 0,00229	0,01385	3	0,005138	1,05346	
1	0,01524	- 0,00229	0,01542	3			Cumple

### 3.6.10.10. Índice de Estabilidad Qi.

Según Davison (2016), el índice de estabilidad representa una medida que permite estimar el potencial de desarrollo convectivo, sin considerar los efectos asociados al forzamiento dinámico o mecánico. En el presente análisis, el índice de estabilidad Qi, tanto para el sismo en dirección X como en Y, se encuentra dentro del límite permitido del 10 %. Los valores obtenidos varían entre un máximo de 2,86 % y un mínimo de 0,93 %, tal como se muestra en las tablas correspondientes.

**Tabla 105** Índice de estabilidad (Sismo dinámico en X).

Indica la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden en cada piso, evaluando el riesgo de inestabilidad lateral por efectos P-Delta.

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	<b><math>\Delta E</math></b>	<b><math>\Delta E/h</math></b>	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0330	3	0,0077	0,0026	53,989	248,801	1,18%	Cumple
<b>2</b>	0,0253	3	0,0136	0,0045	132,138	721,106	2,47%	Cumple
<b>1</b>	0,0117	3	0,0117	0,0039	170,960	1199,790	2,74%	Cumple

**Tabla 106** Índice de estabilidad (Sismo dinámico en Y).

Indica la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden en cada piso, evaluando el riesgo de inestabilidad lateral por efectos P-Delta.

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	<b><math>\Delta E</math></b>	<b><math>\Delta E/h</math></b>	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0297	3	0,0070	0,0023	53,601	248,801	1,08%	Cumple
<b>2</b>	0,0227	3	0,0119	0,0040	131,471	721,106	2,18%	Cumple
<b>1</b>	0,0108	3	0,0108	0,0036	170,968	1199,790	2,53%	Cumple

**Tabla 107** Índice de estabilidad (Sismo estático en X).

Indica la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden en cada piso, evaluando el riesgo de inestabilidad lateral por efectos P-Delta.

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	<b><math>\Delta E</math></b>	<b><math>\Delta E/h</math></b>	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0403	3	0,0097	0,0032	65,360	248,801	1,23%	Cumple
<b>2</b>	0,0306	3	0,0162	0,0054	152,510	721,106	2,55%	Cumple
<b>1</b>	0,0144	3	0,0144	0,0048	213,700	1199,790	2,70%	Cumple

**Tabla 108** Índice de estabilidad (Sismo estático en Y).

Indica la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden en cada piso, evaluando el riesgo de inestabilidad lateral por efectos P-Delta.

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	$\Delta E$	$\Delta E/h$	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0363	3	0,0087	0,0029	64,830	248,801	1,11%	Cumple
<b>2</b>	0,0276	3	0,0142	0,0047	151,870	721,106	2,25%	Cumple
<b>1</b>	0,0134	3	0,0134	0,0045	213,710	1199,790	2,50%	Cumple

### 3.6.10.11. Peso sísmico ASCE 7-22

El peso acumulado, al igual que las cargas vivas, se obtiene mediante el software ETABS. Para determinar el peso sísmico, se considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, conforme a los datos presentados en la Tabla 109.

**Tabla 109** Carga reactiva *W* por piso.

<b>PISO</b>	<b>P ACUMULADO</b> (Ton)	<b>P POR PISO</b> Ton	<b>CARGA VIVA</b> 25% (Ton)	<b>P TOTAL POR PISO</b> Ton
<b>3</b>	184,234125	1658,11	0,280	55,51
<b>2</b>	410,2472	2461,48	0,415	82,40
<b>1</b>	604,26995	1812,81	0,306	60,68

### 3.6.10.12. Espectro de diseño ASCE 7-22

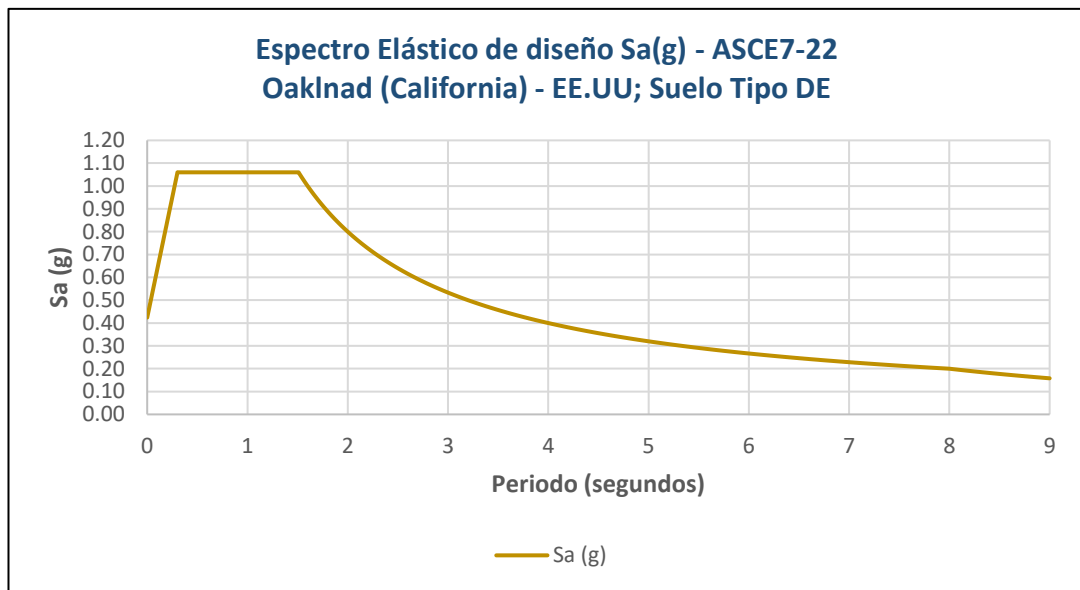
La ubicación del emplazamiento se clasifica dentro de una zona de alta amenaza sísmica. Para el análisis, se adoptaron los coeficientes correspondientes a un perfil de suelo tipo DE. A continuación, la tabla 110 resume los parámetros empleados en la elaboración del espectro elástico de aceleraciones  $S_a$  (ver Figura N).

**Tabla 110** Parámetros y valores considerados en el espectro de diseño.

Parámetro	Valor
Sa	1,0602
To	0,30
Ts	1,509
TL	8
Ct	0,0466
X	0,90
k	1
R	8
Ie	1,25

**Figura N**

*Espectro elástico de diseño*



### 3.6.10.13. Periodo Fundamental

La edificación está compuesta por pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado, los cuales incorporan vigas peraltadas. En consecuencia, se adopta un valor de  $C_t = 0.0466$  y un valor exponencial  $x = 0.9$  para el cálculo del periodo fundamental. Considerando una altura total  $h_n = 9$  m se obtiene un periodo de vibración aproximado y un periodo límite máximo para el análisis modal.

$$T_a = C_t * h_n^x = 0,0466 * (9)^{0,9} = 0,3366698 \text{ seg}$$

$$T_{max} = T_a * C_u = 0,3366698 \text{ seg} * 1,4 = 0.47134 \text{ seg}$$

### 3.6.10.14. Cortante Basal

Según los resultados de homologación, para una localidad en Santa Elena - Ecuador, se configurará en la página de Hazard ASCE-SEI, los parámetros correspondientes a la estructura de análisis, en este caso la localidad será ubicada en Oakland-California, con categoría de riesgo sísmico de III, la clase de suelo será de tipo DE, y el espectro será tomado para el tipo de cargas sísmicas, la tabla 111 presenta un resumen de los parámetros y valores considerados en el espectro.

**Tabla 111** Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño.

Parámetro	Valor
<b>PGAM</b>	0,56
<b>SMS</b>	1,59
<b>SM1</b>	2,4
<b>SDs</b>	1,06
<b>SD1</b>	1,6
<b>TL</b>	8
<b>Ss</b>	1,9
<b>S1</b>	0,66
<b>Vs30</b>	185

#### Método 1

$$C_s = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,06}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,165625$$

#### Método 2

El coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$ , se determinará de acuerdo con lo siguiente:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,06}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,165625$$

Para  $T \leq TL$ , donde T es el Periodo fundamental.

El periodo fundamental aproximado ( $T_a$ ), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h_n^x$$

Donde para elementos de concreto resistente a momentos se seleccionará los valores de los parámetros aproximados del periodo  $C_t$  y  $x$ , donde  $C_t$  adoptará unidades del sistema internacional para acoplarlos a los datos de la localidad.

$$C_t = 0,016 \text{ sistema ingles}$$

$$C_t = 0,046 \text{ sistema internacional}$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,046 * (9m)^{0,9} = 0,33667 \text{ seg}$$

El valor de  $C_s$  calculado de acuerdo con la Ecuación (12.8-3) no necesita exceder lo siguiente:"

Para  $T \leq T_L$

$$0,33667 < 8 \text{ Aplica}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{1,6}{0,33667 * \left( \frac{8}{1,25} \right)} = 0,7426$$

$$0,165625 < 0,7426 \text{ Cumple}$$

Para  $T > T_L$

$$0,33667 > 8 \text{ No aplica}$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{1,6 * 8}{0,33667^2 * \left( \frac{8}{1,25} \right)} = 17,64$$

$$0,165625 < 17,64 \text{ No cumple}$$

**También se debe evaluar los límites inferiores para  $C_s$  en ambos métodos:**

Donde  $C_s$  no debe ser menor que

$$C_s = 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 * (1,06)(1,25) \geq 0,01$$

$$0,0583 \geq 0,01 \text{ OK}$$

Además, para estructuras ubicadas en zonas donde  $S_1$  sea igual o mayor que 0.6,  $C_s$  no debe ser menor que:

$$S_1 \geq 0,6$$

$$0,66 \geq 0,6 \text{ Cumple}$$

Entonces

$$C_s = \frac{0,5 * S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,55 * (0,66)}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,0515625$$

donde  $S_1$  es el parámetro mapeado de aceleración espectral de la respuesta al sismo de máxima consideración.

$$T_o = 0,2 * \left(\frac{S_{D1}}{S_{Ds}}\right) = 0,2 * \left(\frac{1,6}{1,06}\right) = 0,3018867925$$

$$T_s = \left(\frac{S_{D1}}{S_{Ds}}\right) = \left(\frac{1,6}{1,06}\right) = 1,5094$$

### 3.6.10.15. Espectro de respuesta de diseño de dos periodos ASCE 7-22.

El espectro de respuesta de diseño de dos períodos deberá desarrollarse según lo indicado en la Figura 11.4-1 y conforme a lo siguiente:

1. Para períodos menores que  $T_o$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-3).

Para valores donde  $T$  sea menor que  $T_o$ .

$$T < T_o$$

$$S_a = S_{D1} \left(0,4 + 0,6 * \frac{T}{T_o}\right) = 1,6 * \left(0,4 + 0,6 * \frac{0,15}{0,3018}\right) = 1,117137$$

2. Para períodos mayores o iguales a  $T_0$  y menores o iguales a  $T_s$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará igual a  $S_{Ds}$ .

$$T \geq T_0$$

$$0,33 \geq 0,30 \text{ OK}$$

$$T < T_s$$

$$0,33 < 1,5094 \text{ OK}$$

Si cumple con los dos criterios del ítem 2 el valor de  $S_a = S_{Ds}$

$$S_a = S_{Ds} = 1,06$$

3. Para períodos mayores que  $T_s$  y menores o iguales a  $T_L$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-4).

$$T > T_s$$

$$T < T_L$$

Adoptamos un valor de  $T$  que sea mayor que  $T_s$  y menor que  $T_L$ .

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{1,6}{3} = 0,53$$

4. Para períodos mayores que  $T_L$ ,  $S_a$  se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-5):

Adoptamos un valor de  $T$  que sea mayor que  $T_L$ .

$$S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} = \frac{1,6 * 8}{(9)^2} = 0,158$$

### **3.6.10.16. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas ASCE 7-22.**

La fuerza sísmica lateral,  $F_x$  (Ton, kip o kN), inducida en cualquier nivel se determinará a partir de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx}V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} =$$

Para un periodo  $T \leq 0,5$ ; se tomará un valor  $k = 1$

El cálculo del periodo fundamental  $T = 0,33667 \text{ seg}$ , se tomará un valor de  $k = 1$ .

**Tabla 112** Cortante basal y distribución de fuerzas por pisos.

N.º Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / ∑Wi*(hx^k)	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	184,234125	1658,11	0,280	55,51	55,51	16,65
2	6	410,2472	2461,48	0,415	82,40	137,90	24,72
1	3	604,26995	1812,81	0,306	60,68	198,59	18,21
Total		1198,75	5932,40	1,000	198,59		

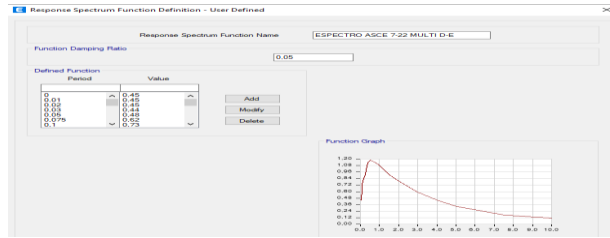
### 3.6.10.17. Análisis modal

Para llevar a cabo el análisis modal de la edificación, es necesario ingresar en Etabs el espectro de respuesta, el ASCE 7-22 permite el uso de dos tipos de espectro, el espectro de respuesta de periodos múltiples y el espectro de respuesta de dos periodos, a través de ambos procedimientos es posible identificar los modos de vibración, considerando tres por cada nivel: traslación en dirección X, traslación en la dirección Y, y rotación Z alrededor del eje vertical obteniendo nueve casos modales con sus respectivas partición de masas.

Para el espectro de respuesta de periodos múltiples se debe importar desde un archivo de texto, las coordenadas de tiempo y aceleración espectral debido a que el software no dispone de la configuración de este tipo de espectro.

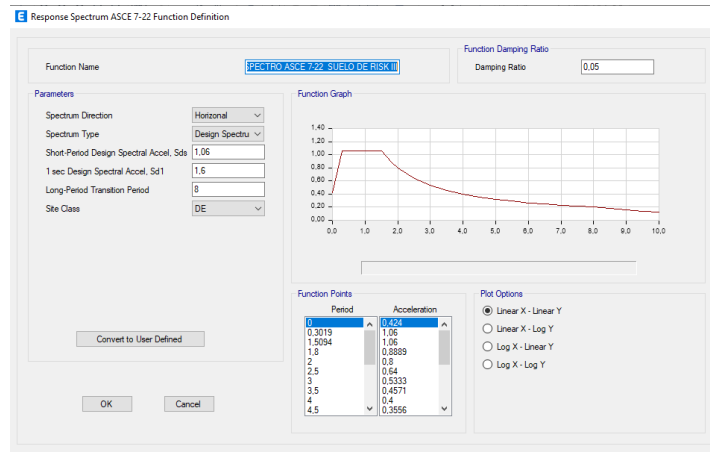
### Figura 37

*Aplicación del espectro de respuesta de diseño de periodos múltiples.*



**Figura 37**

*Aplicación del espectro de respuesta de diseño de dos periodos.*



### 3.6.10.18. Cortante Basal Corregido

Con el objetivo de representar de manera más precisa el comportamiento real de la estructura, se realiza un nuevo cálculo del cortante basal, esta vez empleando el período de vibración obtenido directamente del modelo estructural generado en el software ETABS, tal como se presenta en la tabla 113.

**Tabla 113** Modos de vibración de la estructura y participación de masa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,692	86,31%	0,00%	86,31%	0,00%	0,19%	0,19%
Modal	2	0,657	0,00%	87,22%	86,31%	87,22%	0,00%	0,19%
Modal	3	0,621	0,19%	0,00%	86,50%	87,22%	86,15%	86,34%
Modal	4	0,239	10,07%	0,00%	96,56%	87,22%	0,01%	86,36%
Modal	5	0,232	0,00%	9,61%	96,56%	96,82%	0,00%	86,36%
Modal	6	0,216	0,02%	0,00%	96,58%	96,82%	10,02%	96,38%
Modal	7	0,153	3,40%	0,00%	99,98%	96,82%	0,02%	96,39%
Modal	8	0,151	0,00%	3,18%	99,98%	100,00%	0,00%	96,39%
Modal	9	0,137	0,02%	0,00%	100,00%	100,00%	3,61%	100,00%

Es importante señalar que, en ambas direcciones (X e Y), se debe alcanzar al menos un 90 % de participación modal de masa. En estructuras con irregularidades geométricas o efectos torsionales significativos, los modos de vibración pueden presentar una baja participación de masa. Lo ideal es lograr la activación del 100 % de la masa efectiva, de modo que las fuerzas sísmicas consideradas representen de forma más realista el comportamiento dinámico de la estructura.

Para un periodo  $T_x = 0,692$  segundos se calcula un coeficiente  $k = 1.096$ , por lo que implica una variación en las fuerzas sísmicas ( $F_x$ ), cuyos valores se detallan en la tabla 114. De manera similar, con un periodo  $T_y = 0,657$  segundos, se obtiene un coeficiente  $k = 1.0785$ , generando cambios en las fuerzas ( $F_y$ ), que se presentan en la tabla 119.

**Tabla 114** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

<b>N.º Piso o nivel</b>	<b>H<sub>i</sub> m</b>	<b>W<sub>i</sub> Ton</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k) / ΣW<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>F<sub>x</sub>=F<sub>i</sub> Ton</b>	<b>V<sub>x</sub> Ton</b>	<b>0,3*F<sub>x</sub> Ton</b>
3	9	184,234125	2047,48	0,293	58,21	58,21	17,46
2	6	410,2472	2923,48	0,419	83,11	141,32	24,93
1	3	604,26995	2014,45	0,288	57,27	198,59	17,18
Total		1198,75	6985,40	1,000	198,59		

**Tabla 115** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

<b>Nº Piso o nivel</b>	<b>H<sub>i</sub> m</b>	<b>W<sub>i</sub> Ton</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k) / ΣW<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>F<sub>x</sub>=F<sub>i</sub> Ton</b>	<b>V<sub>x</sub> Ton</b>	<b>0,3*F<sub>x</sub> Ton</b>
3	9	184,234125	1970,25	0,291	57,71	57,71	17,31
2	6	410,2472	2833,23	0,418	82,99	140,70	24,90
1	3	604,26995	1976,09	0,291	57,88	198,59	17,37
Total		1198,75	6779,56	1,000	198,59		

### 3.6.10.19. Cortante Basal Dinámico

De acuerdo con lo establecido en la sección 12,9 de la normativa ASCE 7-22, se debe aplicar un ajuste al cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico. En el caso de estructuras regulares, el cortante no debe ser inferior al 85% del cortante calculado por el método estático equivalente (VE). Con base en esta disposición, se verificó el cumplimiento de este requisito, considerando que la edificación evaluada presenta un comportamiento estructural regular. Los resultados utilizados en esta verificación, se resumen en las tablas 116 y 117 que fueron extraídos del modelo estructural desarrollado en Etabs.

**Tabla 116** Cortante estático y cortante dinámico en dirección X.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
58,21	58,21	49,4785	41,0818	41,0818
141,32	83,11	70,6435	106,2853	65,2035
198,59	57,27	48,6795	138,3038	32,0185
		168,8015		138,3038

**Tabla 117** Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
57,71	57,71	49,0535	40,8119	40,8119
140,7	82,99	70,5415	106,5461	65,7342
198,58	57,88	49,198	139,5105	32,9644
		168,793		139,5105

**Comprobación:** Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanzo el 85% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de

corrección, calculado como el cociente entre el 85% de VE y el valor acumulado de VD, como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,2205124 en la dirección X y de 1.2098946 en la dirección Y.

**Tabla 118** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
58,21	58,21	49,4785	50,141	50,141
141,32	83,11	70,6435	129,7232	79,5822
198,59	57,27	48,6795	168,8023	39,0791
			168,8015	168,8023

**Tabla 119** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.

Muestra la fuerza sísmica total (cortante basal) que actúa en la base de la estructura

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
57,71	57,71	49,0535	49,3781	49,3781
140,7	82,99	70,5415	128,9096	79,5315
198,58	57,88	49,198	168,793	39,8834
			168,793	168,793

La norma sugiere la aplicación de este procedimiento con el objetivo de evitar que las estructuras presenten una flexibilidad excesiva y, de este modo, asegurar que la demanda estructural este adecuadamente representada mediante fuerzas sísmicas significativas.

### 3.6.10.20. Control de derivas.

Con el propósito de verificar el comportamiento estructural adecuado de la edificación, se procede a evaluar las derivas de entrepiso en cada nivel, tomando como referencia los patrones o casos de carga y los criterios establecidos por la normativa ASCE 7-22.

**Tabla 120** Deriva de piso con el patrón de carga Ex.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	41,1048	0,0137	0,015	Cumple
Story 2	3000	68,0196	0,0227	0,015	No cumple
Story 1	3000	60,8432	0,0203	0,015	No cumple

**Tabla 121** Deriva de piso con el patrón de carga Ey.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	41,5624	0,0139	0,015	Cumple
Story 2	3000	69,4584	0,0232	0,015	No cumple
Story 1	3000	65,01	0,0217	0,015	No cumple

**Tabla 122** Deriva de piso con el patrón de carga Dx Multi-Periodo.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	34,342	0,0114	0,015	Cumple
Story 2	3000	60,0688	0,0200	0,015	No cumple
Story 1	3000	51,9156	0,0173	0,015	No cumple

**Tabla 123** Deriva de piso con el patrón de carga Dy Multi-Periodo.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	29,1104	0,0097	0,015	Cumple
Story 2	3000	51,6032	0,0172	0,015	No cumple
Story 1	3000	46,8952	0,0156	0,015	No cumple

**Tabla 124** Deriva de piso con el patrón de carga Dx Dos Periodos.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	35,662	0,0119	0,015	Cumple
Story 2	3000	62,2248	0,0207	0,015	No cumple
Story 1	3000	53,7988	0,0179	0,015	No cumple

**Tabla 125** Deriva de piso con el patrón de carga Dy Dos Periodos.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	35,3232	0,0118	0,015	Cumple
Story 2	3000	61,9916	0,0207	0,015	No cumple
Story 1	3000	55,8448	0,0186	0,015	No cumple

**Tabla 126** Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ex

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	31,5	Ex	Diaph D3 X	0,009341	0,009016	1,036	REGULAR
Story 2	31,5	Ex	Diaph D2 X	0,015459	0,014985	1,032	REGULAR
Story 1	31,5	Ex	Diaph D1 X	0,013828	0,013421	1,03	REGULAR

**Tabla 127 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Multi-Periodo**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	31,5	Dx-MP	Diaph	0,007939	0,007803	1,017	REGULAR
			D3 X				
Story 2	31,5	Dx-MP	Diaph	0,013686	0,013403	1,021	REGULAR
			D2 X				
Story 1	31,5	Dx-MP	Diaph D1 X	0,011799	0,011545	1,022	REGULAR

**Tabla 128 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Dos Periodos.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	31,5	Dx-TP	Diaph	0,008266	0,008065	1,025	REGULAR
			D3 X				
Story 2	31,5	Dx-TP	Diaph	0,014181	0,013811	1,027	REGULAR
			D2 X				
Story 1	31,5	Dx-TP	Diaph D1 X	0,012227	0,011904	1,027	REGULAR

**Tabla 129 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Drift.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	31,5	Dx	Diaph D3 X	0,008152	0,007868	1,036	REGULAR

Story 2	31,5	Dx	Diaph D2 X	0,013327	0,012918	1,032	REGULAR
Story 1	31,5	Dx	Diaph D1 X	0,011279	0,010945	1,031	REGULAR

**Tabla 130 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ey.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	Y	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	14,5	Ey	Diaph D3 X	0,009446	0,007827	1,207	IRREGULAR
Story 2	14,5	Ey	Diaph D2 X	0,015786	0,013138	1,202	IRREGULAR
Story 1	14,5	Ey	Diaph D1 X	0,014775	0,012411	1,20	IRREGULAR

**Tabla 131 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Multi-Periodo**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	Y	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	14,5	Dy-MP	Diaph D3 X	0,006738	0,006738	1	REGULAR
Story 2	14,5	Dy-MP	Diaph D2 X	0,011759	0,011758	1	REGULAR
Story 1	14,5	Dy-MP	Diaph D1 X	0,010658	0,010657	1	REGULAR

**Tabla 132 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Dos Periodos.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	Y	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	14,5	Dy-TP	Diaph D3 X	0,008174	0,007567	1,08	REGULAR
Story 2	14,5	Dy-TP	Diaph D2 X	0,014126	0,013106	1,078	REGULAR
Story 1	14,5	Dy-TP	Diaph D1 X	0,012692	0,011817	1,074	REGULAR

**Tabla 133** Índice de estabilidad Dx Dos periodos.

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0337	3	0,0079	0,0026	50,141	235,619	1,23%	Cumple
2	0,0258	3	0,0138	0,0046	129,723	703,759	2,50%	Cumple
1	0,0120	3	0,0120	0,0040	168,802	1179,538	2,79%	Cumple

**Tabla 134** Índice de estabilidad Dy Dos periodos.

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0305	3	0,0070	0,0023	49,378	235,619	1,11%	Cumple
2	0,0236	3	0,0124	0,0041	128,910	703,759	2,25%	Cumple
1	0,0134	3	0,0134	0,0045	198,590	1179,538	2,65%	Cumple

**Tabla 135** Índice de estabilidad Ex.

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0374	3	0,0090	0,0030	58,210	235,619	1,22%	Cumple
2	0,0284	3	0,0150	0,0050	141,320	703,759	2,49%	Cumple
1	0,0112	3	0,0112	0,0037	168,793	1179,538	2,61%	Cumple

**Tabla 136** Índice de estabilidad Ey.

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0334	3	0,0078	0,0026	57,710	235,619	1,07%	Cumple
2	0,0255	3	0,0131	0,0044	140,700	703,759	2,19%	Cumple
1	0,0124	3	0,0124	0,0041	198,580	1179,538	2,46%	Cumple

### 3.6.10. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, PROPUESTA REFORZADA, NEC 15.

#### 3.6.10.21. Peso sísmico NEC 15

El peso total acumulado se obtiene directamente del modelo estructural en ETABS, al igual que las cargas vivas. Para el cálculo del peso sísmico, se considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, conforme a los criterios establecidos. Los valores resultantes se derivan de la Tabla 137.

**Tabla 137** Carga reactiva *W* por piso.

<b>PISO</b>	<b>P ACUMULADO</b> (Ton)	<b>P POR PISO</b> Ton	<b>CARGA VIVA</b> 25% (Ton)	<b>P TOTAL POR PISO</b> Ton
<b>3</b>	181,167	181,167	17,27345	195,44045
<b>2</b>	576,813	395,646	40,321675	435,96768
<b>1</b>	972,459	576,813	67,964625	644,77763

Nota: Obtenido de Etabs.

#### 3.6.10.22. Espectro de diseño NEC 15

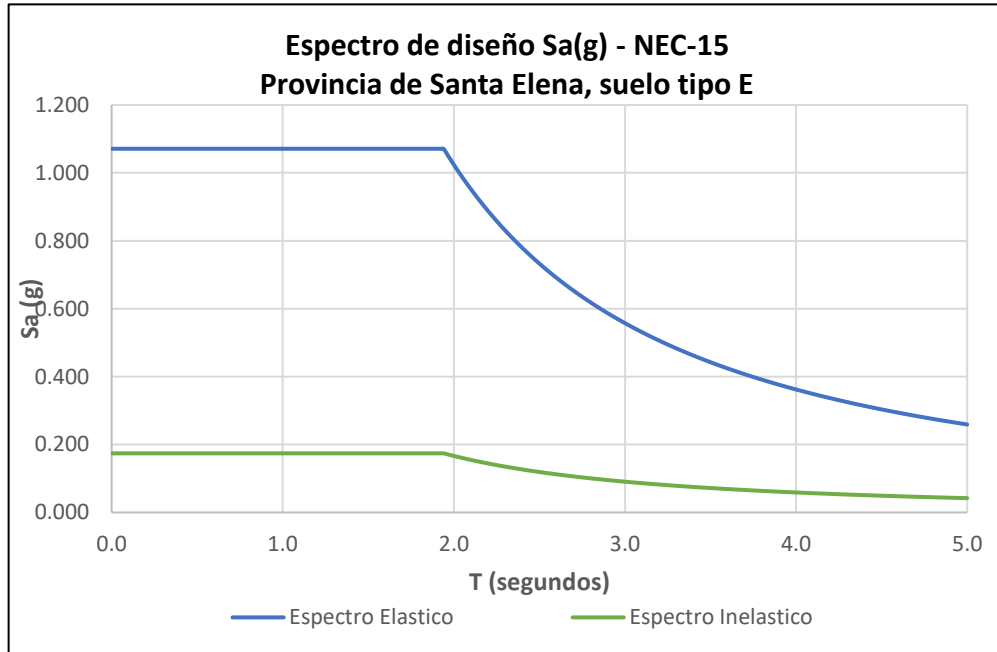
La ubicación del proyecto se encuentra clasificada dentro de una zona de alta amenaza sísmica. Para efectos del análisis, se adoptaron los coeficientes correspondientes a un perfil de suelo tipo E. La tabla 138 detalla los parámetros empleados en la definición del espectro de respuesta elástico representado en la Figura N, así como las aceleraciones espectrales  $S_a$ .

**Tabla 138** Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
<b>ZONA</b>	VI
<b>Z</b>	0,7
<b>F<sub>a</sub></b>	0,85
<b>F<sub>d</sub></b>	1,50
<b>F<sub>s</sub></b>	2,00

<b>r</b>	1,5
<b>n</b>	1,8
<b>T<sub>o</sub></b>	0,35
<b>T<sub>c</sub></b>	1,941

**Figura 36** Espectro elástico e inelástico de diseño



### 3.6.10.23. Periodo Fundamental

La edificación está compuesta por pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado, los cuales incorporan vigas peraltadas. En consecuencia, se adopta un valor de  $C_t = 0.055$  y un valor exponencial  $\alpha = 0.9$ , para el cálculo del periodo fundamental. Considerando una altura total  $h_n = 9$  m se obtiene un periodo de vibración igual a:

$$T = C_t * h_n^\alpha = 0,055 * (9)^{0,9} = 0,3973571 \text{ seg}$$

### 3.6.10.24. Cortante Basal

En el cálculo cortante basal, se considera que la edificación no presenta irregularidades ni en planta ni en altura donde  $\phi_p = 1$  y  $\phi_e = 1$ . Dado que la estructura incorpora vigas de gran peralte, se adopta un factor de reducción por capacidad dúctil  $R = 8$ . El valor del coeficiente  $K$  determina conforme a la tabla

6.3.5 de la normativa vigente, el cual depende del periodo fundamental de vibración; en este caso, se obtiene  $K = 1$ .

A partir de estos parámetros, se define el coeficiente sísmico de diseño de la siguiente forma:

$$C_s = \frac{Sa(g) * I}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$C_s = \frac{1.071 * 1,3}{8 * 1 * 1} = 0,1740375$$

Para el cálculo del cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V = \left[ \frac{Sa(g) * I}{R * \phi_P * \phi_E} \right] * W =$$

Obteniéndose:

$$V = 214,66572$$

**Tabla 139** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.

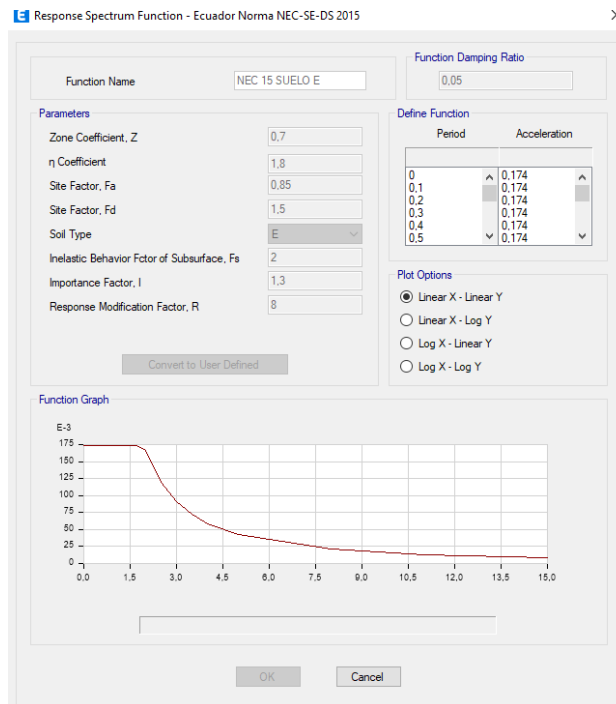
N.º Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / $\sum Wi*(hx^k)$	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	195,44045	1758,96	0,279	61,92	61,92	18,58
2	6	435,967675	2615,81	0,415	92,09	154,01	27,63
1	3	644,777625	1934,33	0,307	68,10	222,10	20,43
Total		1276,18575	6330,92	1,000	222,10		

### 3.6.10.25. Análisis modal

Para llevar a cabo el análisis modal de la edificación, es necesario ingresar en Etabs el espectro inelástico, por medio de este procedimiento es posible identificar los modos de vibración, considerando tres por cada nivel: traslación en dirección X, traslación en la dirección Y, y rotación alrededor del eje vertical, la estructura presenta tres pisos, esto da como resultado un total de nueve modos para el sistema estructural.

**Figura 37**

*Figura Aplicación del espectro inelástico de respuesta.*



### 3.6.10.26. Cortante Basal Corregido

Con el objetivo de representar de manera más precisa el comportamiento real de la estructura, se realiza un nuevo cálculo del cortante basal, esta vez empleando el período de vibración obtenido directamente del modelo estructural generado en el software ETABS, tal como se presenta en la Tabla 144.

**Tabla 140** Modos de vibración de la estructura y participación de masa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
<b>Modal</b>	1	0,468	0,8374	0,00	83,74%	0,00%	0,12%	0,12%
<b>Modal</b>	2	0,466	0,00	0,8417	83,74%	84,17%	0,00%	0,12%
<b>Modal</b>	3	0,417	0,0012	0,00	83,86%	84,17%	83,78%	83,91%
<b>Modal</b>	4	0,163	0,1126	0,00	95,11%	84,17%	0,01%	83,91%
<b>Modal</b>	5	0,159	0,00	0,1117	95,11%	95,34%	0,00%	83,91%
<b>Modal</b>	6	0,142	0,0001	0,00	95,12%	95,34%	11,33%	95,24%
<b>Modal</b>	7	0,096	0,0486	0,00	99,99%	95,34%	0,01%	95,25%

<b>Modal</b>	8	0,095	0,00	0,0466	99,99%	100,00%	0,00%	95,25%
<b>Modal</b>	9	0,084	0,0001	0,00	100,00%	100,00%	4,75%	100,00%

Es importante señalar que, en ambas direcciones (X e Y), se debe alcanzar al menos un 90 % de participación modal de masa. En estructuras con irregularidades geométricas o efectos torsionales significativos, los modos de vibración pueden presentar una baja participación de masa. Lo ideal es lograr la activación del 100 % de la masa efectiva, de modo que las fuerzas sísmicas consideradas representen de forma más realista el comportamiento dinámico de la estructura.

Para un periodo  $T_x = 0,468$  segundos se calcula un coeficiente  $k = 1$ , por lo tanto, las fuerzas sísmicas ( $F_x$ ) no sufren cambios y poseen los valores mostrados en la tabla 141. De manera similar, con un periodo  $T_y = 0,466$  segundos, se obtiene un coeficiente  $k = 1$ , por lo tanto, las fuerzas laterales ( $F_y$ ) no sufren cambios y poseen los valores mostrados en la tabla 142.

**Tabla 141** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en X.

<b>N.º Piso o nivel</b>	<b>H<sub>i</sub> m</b>	<b>W<sub>i</sub> Ton</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k) / ΣW<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>F<sub>x</sub>=F<sub>i</sub> Ton</b>	<b>V<sub>x</sub> Ton</b>	<b>0,3*F<sub>x</sub> Ton</b>
3	9	195,44045	1758,96	0,279	61,92	61,92	18,58
2	6	435,967675	2615,81	0,415	92,09	154,01	27,63
1	3	644,777625	1934,33	0,307	68,10	222,10	20,43
Total		1276,18575	6309,10	1,000	222,10		

**Tabla 142** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y.

<b>Nº Piso o nivel</b>	<b>H<sub>i</sub> m</b>	<b>W<sub>i</sub> Ton</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>W<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k) / ΣW<sub>i</sub>*(h<sub>x</sub>^k)</b>	<b>F<sub>x</sub>=F<sub>i</sub> Ton</b>	<b>V<sub>x</sub> Ton</b>	<b>0,3*F<sub>x</sub> Ton</b>
3	9	195,44045	1758,96	0,279	61,92	61,92	18,58
2	6	435,967675	2615,81	0,415	92,09	154,01	27,63
1	3	644,777625	1934,33	0,307	68,10	222,10	20,43
Total		1276,18575	6309,10	1,000	222,10		

### 3.6.10.27. Cortante Basal Dinámico

De acuerdo con lo establecido en la sección 6.2.2 de la normativa, se debe aplicar un ajuste al cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico. En el caso de estructuras regulares, el cortante no debe ser inferior al 80% del cortante calculado por el método estático equivalente (VE), mientras que para estructuras irregulares se exige al menos el 85%. Con base en esta disposición, se verificó el cumplimiento de este requisito, considerando que la edificación evaluada presenta un comportamiento estructural regular. Los resultados utilizados en esta verificación, se resumen en las tablas 143 y 144 que fueron extraídos del modelo estructural desarrollado en Etabs.

**Tabla 143** Cortante estático dinámico en dirección X.

Compara la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de análisis estático y dinámico.

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	80% VE	VD acumulado	VD
61,92	61,92	49,536	47,1601	47,1601
154,01	92,09	73,672	117,0199	69,8598
222,11	68,1	54,48	150,3949	33,375
		177,688		150,3949

**Tabla 144** Cortante estático dinámico en dirección Y.

Compara la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de análisis estático y dinámico.

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	80% VE	VD acumulado	VD
61,92	61,92	49,536	46,9373	46,9373
154,01	92,09	73,672	117,3432	70,4059
222,11	68,1	54,48	151,0025	33,6593
		177,688		151,0025

**Comprobación:** Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanzo el 80% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de

corrección, calculado como el cociente entre el 85% de VE y el valor acumulado de VD.

Como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,1814762 en la dirección X y de 1,1767222 en la dirección Y.

**Tabla 145** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.

Compara la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de análisis estático y dinámico.

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	80% VE	VD acumulado	VD
61,92	61,92	49,536	55,7186	55,7186
154,01	92,09	73,672	138,2563	82,5377
222,11	68,1	54,48	177,688	39,4317
		177,688		177,688

**Tabla 146** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.

Compara la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de análisis estático y dinámico.

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	80% VE	VD acumulado	VD
61,92	61,92	49,536	55,2322	55,2322
154,01	92,09	73,672	138,0804	82,8482
222,11	68,1	54,48	177,688	39,6076
		177,688		177,688

La norma sugiere la aplicación de este procedimiento con el objetivo de evitar que las estructuras presenten una flexibilidad excesiva y, de este modo, asegurar que la demanda estructural este adecuadamente representada mediante fuerzas sísmicas significativas.

### 3.6.10.28. Control de derivas.

Con el propósito de verificar el comportamiento estructural adecuado de la edificación, se procede a evaluar las derivas de entrepiso en cada nivel, tomando como referencia los patrones o casos de carga y los criterios establecidos por la normativa NEC-15.

**Tabla 147** Derivas de piso con el patrón de carga Ex.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,01803	0,00127	0,01807	3,000	0,00509	0,00170	0,00181	0,01087	Cumple
3	0,01919	0,00127	0,01923	3,000	0,00544	0,00181			
2	0,01295	0,00089	0,01298	3,000	0,00718	0,00239	0,00255	0,01527	Cumple
2	0,01377	0,00089	0,01380	3,000	0,00764	0,00255			
1	0,00579	0,00039	0,00580	3,000	0,00580	0,00193	0,00205	0,01232	Cumple
1	0,00615	0,00039	0,00616	3,000	0,00616	0,00205			

**Tabla 148** Derivas de piso con el patrón de carga Ey.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00146	0,01514	0,01521	3,000	0,00415	0,00138	0,00197	0,01182	Cumple
3	0,00146	0,02149	0,02154	3,000	0,00591	0,00197			
2	0,00106	0,01100	0,01105	3,000	0,00610	0,00203	0,00288	0,01728	Cumple
2	0,00106	0,01559	0,01563	3,000	0,00864	0,00288			
1	0,00047	0,00493	0,00496	3,000	0,00496	0,00165	0,00233	0,01398	Cumple
1	0,00047	0,00697	0,00699	3,000	0,00699	0,00233			

**Tabla 149** Derivas de piso con el patrón de carga Dx.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,01657	0,00212	0,01670	3,000	0,00474	0,00158	0,00158	0,00949	Cumple
3	0,01602	0,00212	0,01616	3,000	0,00461	0,00154			
2	0,01186	0,00153	0,01196	3,000	0,00676	0,00225	0,00225	0,01352	Cumple
2	0,01144	0,00153	0,01154	3,000	0,00653	0,00218			
1	0,00515	0,00066	0,00520	3,000	0,00520	0,00173	0,00173	0,01039	Cumple

1 0,00497 0,00066 0,00501 3,000 0,00501 0,00167

**Tabla 150** Derivas de piso con el patrón de carga Dy.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00126	0,01816	0,01820	3,000	0,00505	0,00168	0,00168	0,01009	Cumple
3	0,00126	0,01816	0,01820	3,000	0,00505	0,00168			
2	0,00090	0,01312	0,01315	3,000	0,00743	0,00248	0,00248	0,01487	Cumple
2	0,00090	0,01312	0,01315	3,000	0,00743	0,00248			
1	0,00039	0,00571	0,00572	3,000	0,00572	0,00191	0,00191	0,01144	Cumple
1	0,00039	0,00571	0,00572	3,000	0,00572	0,00191			

**Tabla 151** Derivas de piso con el patrón de carga Sx.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,01523	0,00107	0,01527	3,000	0,00438	0,00146	0,00156	0,00935	Cumple
3	0,01622	0,00107	0,01625	3,000	0,00468	0,00156			
2	0,01087	0,00075	0,01089	3,000	0,00615	0,00205	0,00218	0,01309	Cumple
2	0,01155	0,00075	0,01158	3,000	0,00654	0,00218			
1	0,00473	0,00032	0,00474	3,000	0,00474	0,00158	0,00168	0,01007	Cumple
1	0,00502	0,00032	0,00503	3,000	0,00503	0,00168			

**Tabla 152** Derivas de piso con el patrón de carga Sy.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,00124	0,01278	0,01284	3,000	0,00357	0,00119	0,00169	0,01016	Cumple
3	0,00124	0,01815	0,01820	3,000	0,00508	0,00169			
2	0,00089	0,00923	0,00927	3,000	0,00522	0,00174	0,00247	0,01480	Cumple

2	0,00089	0,01308	0,01311	3,000	0,00740	0,00247			
1	0,00038	0,00403	0,00405	3,000	0,00405	0,00135	0,00190	0,01142	Cumple
1	0,00038	0,00570	0,00571	3,000	0,00571	0,00190			

**Tabla 153** Derivas de piso Ey-0.3Ex.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	-0,00395	0,01476	0,01527	3,000	0,00417	0,00139	0,00204	0,01222	Cumple
3	-0,00395	0,02187	0,02222	3,000	0,00611	0,00204			
2	-0,00283	0,01074	0,01110	3,000	0,00612	0,00204	0,00297	0,01782	Cumple
2	-0,00283	0,01586	0,01611	3,000	0,00891	0,00297			
1	-0,00127	0,00482	0,00498	3,000	0,00498	0,00166	0,00240	0,01441	Cumple
1	-0,00127	0,00709	0,00720	3,000	0,00720	0,00240			

**Tabla 154** Derivas de piso Ex-0.3Ey.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Deriva Elástica m	Deriva Elástica m/m	Valor Máx.	Deriva Nec-15	Deriva < 0.02 (?)
3	0,01759	0,00327	0,01789	3,000	0,00503	0,00168	0,00187	0,01122	Cumple
3	0,01963	0,00327	0,01990	3,000	0,00561	0,00187			
2	0,01263	0,00241	0,01286	3,000	0,00711	0,00237	0,00264	0,01582	Cumple
2	0,01409	0,00241	0,01429	3,000	0,00791	0,00264			
1	0,00565	0,00109	0,00576	3,000	0,00576	0,00192	0,00213	0,01277	Cumple
1	0,00629	0,00109	0,00638	3,000	0,00638	0,00213			

### 3.6.10.29. Control de torsiones.

**Tabla 155** Torsión en Ex

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,01803	0,00127	0,01807	3	0,001812	1,03298	Cumple

3	0,01919	0,00127	0,01923	3			
2	0,01295	0,00089	0,01298	3	0,002546	1,03112	Cumple
2	0,01377	0,00089	0,01380	3			
1	0,00579	0,00039	0,00580	3	0,002053	1,02969	Cumple
1	0,00615	0,00039	0,00616	3			

**Tabla 156** Torsión en Ey

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00146	0,01514	0,01521	3	0,001970	1,17473	Cumple
3	0,00146	0,02149	0,02154	3			
2	0,00106	0,01100	0,01105	3	0,002880	1,17253	Cumple
2	0,00106	0,01559	0,01563	3			
1	0,00047	0,00493	0,00496	3	0,002330	1,17022	Cumple
1	0,00047	0,00697	0,00699	3			

**Tabla 157** Torsión en Dx

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,01657	0,00212	0,01670	3	0,001581	1,01411	Cumple
3	0,01602	0,00212	0,01616	3			
2	0,01186	0,00153	0,01196	3	0,002254	1,01730	Cumple
2	0,01144	0,00153	0,01154	3			
1	0,00515	0,00066	0,00520	3	0,001732	1,01806	Cumple
1	0,00497	0,00066	0,00501	3			

**Tabla 158** Torsión en Dy

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00126	0,01816	0,01820	3	0,001682	1,00000	Cumple
3	0,00126	0,01816	0,01820	3			
2	0,00090	0,01312	0,01315	3	0,002478	1,00000	Cumple
2	0,00090	0,01312	0,01315	3			
1	0,00039	0,00571	0,00572	3	0,001907	1,00000	Cumple

**Tabla 159** Torsión en Sx

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,01523	0,00107	0,01527	3	0,001558	1,03295	Cumple
3	0,01622	0,00107	0,01625	3			
2	0,01087	0,00075	0,01089	3	0,002181	1,03105	Cumple
2	0,01155	0,00075	0,01158	3			
1	0,00473	0,00032	0,00474	3	0,001678	1,02991	Cumple
1	0,00502	0,00032	0,00503	3			

**Tabla 160** Torsión en Sy

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,00124	0,01278	0,01284	3	0,001694	1,17461	Cumple
3	0,00124	0,01815	0,01820	3			
2	0,00089	0,00923	0,00927	3	0,002467	1,17258	Cumple
2	0,00089	0,01308	0,01311	3			
1	0,00038	0,00403	0,00405	3	0,001904	1,17034	Cumple
1	0,00038	0,00570	0,00571	3			

**Tabla 161** Torsión en Ey-0.3Ex

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	-0,00395	0,01476	0,01527	3	0,002037	1,18874	Cumple
3	-0,00395	0,02187	0,02222	3			
2	-0,00283	0,01074	0,01110	3	0,002969	1,18549	Cumple
2	-0,00283	0,01586	0,01611	3			
1	-0,00127	0,00482	0,00498	3	0,002401	1,18230	Cumple
1	-0,00127	0,00709	0,00720	3			

**Tabla 162** Torsión en Ex-0.3Ey

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

Piso	Ux m	Uy m	U m	Altura de piso (m)	Valor Máx.	Torsión Excesiva (?)	Torsión <1.2(?)
3	0,01759	-0,00327	0,01789	3	0,001870	1,05492	Cumple
3	0,01963	-0,00327	0,01990	3			
2	0,01263	-0,00241	0,01286	3	0,002636	1,05337	Cumple
2	0,01409	-0,00241	0,01429	3			
1	0,00565	-0,00109	0,00576	3	0,002128	1,05170	Cumple
1	0,00629	-0,00109	0,00638	3			

### 3.6.10.30. Índice de Estabilidad Qi.

Según Davison (2016), el índice de estabilidad representa una medida que permite estimar el potencial de desarrollo convectivo, sin considerar los efectos asociados al forzamiento dinámico o mecánico. En el presente análisis, el índice de estabilidad Qi, tanto para el sismo en dirección X como en Y, se encuentra dentro del límite permitido del 10 %. Los valores obtenidos varían entre un máximo de 1,22 % y un mínimo de 0,65 %, tal como se muestra en las tablas correspondientes.

**Tabla 163** Índice de estabilidad (Sismo dinámico en X)

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	U M	Altura	$\Delta E$ M	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0157	3	0,0045	0,0015	55,719	195,440	0,52%	Cumple
2	0,0113	3	0,0064	0,0021	138,256	435,968	0,67%	Cumple
1	0,0049	3	0,0049	0,0016	177,688	644,778	0,59%	Cumple

**Tabla 164** Índice de estabilidad (Sismo dinámico en Y)

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	U M	Altura	$\Delta E$ M	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0154	3	0,0043	0,0014	55,232	195,440	0,50%	Cumple
2	0,0112	3	0,0063	0,0021	138,080	435,968	0,66%	Cumple
1	0,0049	3	0,0049	0,0016	177,688	644,778	0,59%	Cumple

**Tabla 165** Índice de estabilidad (Sismo estático en X)

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	<b>ΔE</b>	<b>ΔE/h</b>	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0186	3	0,0053	0,0018	61,920	195,440	0,55%	Cumple
<b>2</b>	0,0133	3	0,0074	0,0025	154,010	435,968	0,70%	Cumple
<b>1</b>	0,0060	3	0,0060	0,0020	222,110	644,778	0,58%	Cumple

**Tabla 166** Índice de estabilidad (Sismo estático en Y)

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

<b>Pisos</b>	<b>U</b>	<b>Altura</b>	<b>ΔE</b>	<b>ΔE/h</b>	<b>V</b>	<b>w</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
	<b>M</b>		<b>M</b>	<b>m/m</b>	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>		
<b>3</b>	0,0183	3	0,0050	0,0017	61,920	195,440	0,53%	Cumple
<b>2</b>	0,0133	3	0,0073	0,0024	154,010	435,968	0,69%	Cumple
<b>1</b>	0,0060	3	0,0060	0,0020	222,110	644,778	0,58%	Cumple

### **3.6.11. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL, PROPUESTA REFORZADA, ASCE 7-22.**

#### **3.6.10.31. Peso sísmico ASCE 7-22**

El peso acumulado, al igual que las cargas vivas, se obtiene mediante el software ETABS. Para determinar el peso sísmico, se considera el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, conforme a los datos presentados en la Tabla 167.

**Tabla 167** Carga reactiva W por piso.

<b>PISO</b>	<b>P ACUMULADO</b>	<b>P POR PISO</b>	<b>CARGA VIVA</b>	<b>P TOTAL POR PISO</b>
	<b>(Ton)</b>	<b>Ton</b>	<b>25% (Ton)</b>	<b>Ton</b>
<b>3</b>	182,7456	182,7456	14,27345	197,01905
<b>2</b>	580,2516	397,506	39,2805	436,7865
<b>1</b>	977,7576	580,2516	66,19725	646,44885

Nota: Obtenido de Etabs.

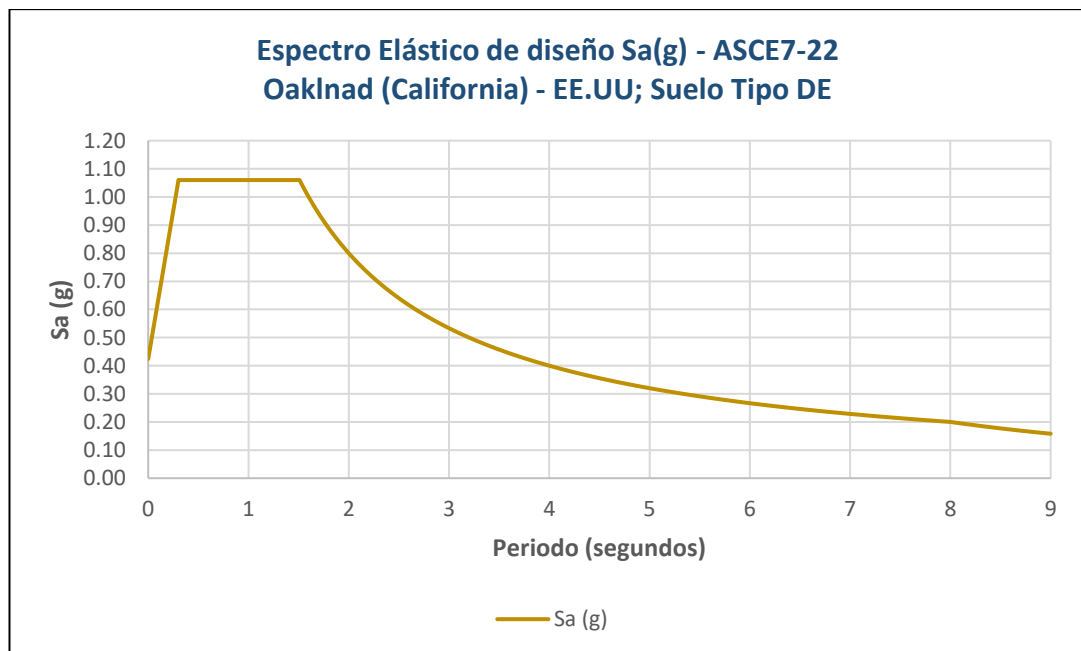
### 3.6.10.32. Espectro de diseño ASCE 7-22

La ubicación del emplazamiento se clasifica dentro de una zona de alta amenaza sísmica. Para el análisis, se adoptaron los coeficientes correspondientes a un perfil de suelo tipo DE. A continuación, la tabla 168 resume los parámetros empleados en la elaboración del espectro elástico de aceleraciones  $S_a$  (ver Figura N).

**Tabla 168** Parámetros y valores considerados en el espectro elástico de diseño.

Parámetro	Valor
<b>S<sub>a</sub></b>	1,0602
<b>T<sub>o</sub></b>	0,30
<b>T<sub>s</sub></b>	1,509
<b>TL</b>	8
<b>C<sub>t</sub></b>	0,0466
<b>X</b>	0,90
<b>k</b>	1
<b>R</b>	8
<b>I<sub>e</sub></b>	1,25

**Tabla 169** Espectro elástico de diseño.



### 3.6.10.33. Periodo Fundamental

La edificación está compuesta por pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado, los cuales incorporan vigas peraltadas. En consecuencia, se adopta un valor de  $C_t = 0.0466$  y un valor exponencial  $x = 0.9$  para el cálculo del periodo fundamental. Considerando una altura total  $h_n = 9$  m se obtiene un periodo de vibración aproximado y un periodo límite máximo para el análisis modal.

$$T_a = C_t * h_n^x = 0,0466 * (9)^{0,9} = 0,3366698 \text{ seg}$$

$$T_{max} = T_a * C_u = 0,3366698 \text{ seg} * 1,4 = 0.47134 \text{ seg}$$

### 3.6.10.34. Cortante Basal

Según los resultados de homologación, para una localidad en Santa Elena - Ecuador, se configurará en la página de Hazard ASCE-SEI, los parámetros correspondientes a la estructura de análisis, en este caso la localidad será ubicada en Oakland-California, categoría de riesgo sísmico adoptará un valor de III, la clase de suelo será de tipo DE, y el espectro será tomado para el tipo de cargas sísmicas se exportará una tabla con los siguientes resultados.

**Tabla 170** Parámetros y valores considerados en el espectro elastico de diseño.

Parámetro	Valor
PGAM	0,56
SMS	1,59
SM1	2,4
SDs	1,06
SD1	1,6
TL	8
Ss	1,9
S1	0,66
Vs30	185

$$C_s = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,06}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,165625$$

## Método 2

El coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$ , se determinará de acuerdo con lo siguiente:

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,06}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,165625$$

Para  $T \leq T_L$ , donde  $T$  es el Periodo fundamental.

El periodo fundamental aproximado ( $T_a$ ), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h_n^x$$

Donde para elementos de concreto resistente a momentos se seleccionará los valores de los parámetros aproximados del periodo  $C_t$  y  $x$ , donde  $C_t$  adoptará unidades del sistema internacional para acoplarlos a los datos de la localidad.

$$C_t = 0,016 \text{ sistema ingles}$$

$$C_t = 0,046 \text{ sistema internacional}$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,046 * (9m)^{0,9} = 0,33667 \text{ seg}$$

El valor de  $C_s$  calculado de acuerdo con la Ecuación (12.8-3) no necesita exceder lo siguiente:"

Para  $T \leq T_L$

$$0,33667 < 8 \text{ Aplica}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,6}{0,33667 * \left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,7426$$

$$0,165625 < 0,7426 \text{ Cumple}$$

Para  $T > T_L$

0,33667 > 8 No aplica

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1,6 * 8}{0,33667^2 * \left(\frac{8}{1,25}\right)} = 17,64$$

0,165625 < 17,64 No cumple

**También se debe evaluar los límites inferiores para Cs en ambos métodos:**

Donde Cs no debe ser menor que

$$C_s = 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 * (1,06)(1,25) \geq 0,01$$

$$0,0583 \geq 0,01 \text{ OK}$$

Además, para estructuras ubicadas en zonas donde S1 sea igual o mayor que 0.6, Cs no debe ser menor que:

$$S_1 \geq 0,6$$

$$0,66 \geq 0,6 \text{ Cumple}$$

Entonces

$$C_s = \frac{0,5 * S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,55 * (0,66)}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} = 0,0515625$$

donde S1 es el parámetro mapeado de aceleración espectral de la respuesta al sismo de máxima consideración.

$$T_o = 0,2 * \left(\frac{S_{D1}}{S_{Ds}}\right) = 0,2 * \left(\frac{1,6}{1,06}\right) = 0,3018867925$$

$$T_s = \left(\frac{S_{D1}}{S_{Ds}}\right) = \left(\frac{1,6}{1,06}\right) = 1,5094$$

### 3.6.10.35. Espectro de respuesta de diseño de dos periodos ASCE 7-22.

El espectro de respuesta de diseño de dos períodos deberá desarrollarse según lo indicado en la Figura 11.4-1 y conforme a lo siguiente:

1. Para períodos menores que  $T_0$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-3).

Para valores donde  $T$  sea menor que  $T_0$ .

$$T < T_0$$

$$S_a = S_{D1} \left( 0,4 + 0,6 * \frac{T}{T_0} \right) = 1,6 * \left( 0,4 + 0,6 * \frac{0,15}{0,3018} \right) = 1,117137$$

2. Para períodos mayores o iguales a  $T_0$  y menores o iguales a  $T_s$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará igual a  $S_{Ds}$ .

$$T \geq T_0$$

$$0,33 \geq 0,30 \text{ OK}$$

$$T < T_s$$

$$0,33 < 1,5094 \text{ OK}$$

Si cumple con los dos criterios del ítem 2 el valor de  $S_a = S_{Ds}$

$$S_a = S_{Ds} = 1,06$$

3. Para períodos mayores que  $T_s$  y menores o iguales a  $T_L$ , el parámetro de aceleración espectral de diseño,  $S_a$ , se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-4).

$$T > T_s$$

$$T < T_L$$

Adoptamos un valor de  $T$  que sea mayor que  $T_s$  y menor que  $T_L$ .

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{1,6}{3} = 0,53$$

4. Para períodos mayores que  $T_L$ ,  $S_a$  se tomará según lo indicado en la Ecuación (11.4-5):

Adoptamos un valor de  $T$  que sea mayor que  $T_L$ .

$$S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} = \frac{1,6 * 8}{(9)^2} = 0,158$$

### 3.6.10.36. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas ASCE 7-22.

La fuerza sísmica lateral,  $F_x$  (kip o kN), inducida en cualquier nivel se determinará a partir de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} =$$

Para un periodo  $T \leq 0,5$ ; se tomará un valor  $k = 1$

El cálculo del periodo fundamental  $T = 0,33667 \text{ seg}$ , se tomará un valor de  $k = 1$ .

**Tabla 171** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.

N.º Piso o nivel	H <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> Ton	W <sub>i</sub> *(h <sub>x</sub> <sup>k</sup> )	W <sub>i</sub> *(h <sub>x</sub> <sup>k</sup> ) / $\sum W_i*(h_x^k)$	F <sub>x</sub> =F <sub>i</sub> Ton	V <sub>x</sub> Ton	0,3*F <sub>x</sub> Ton
3	9	197,01905	1773,17	0,280	59,38	59,38	17,81
2	6	436,7865	2620,72	0,414	87,76	147,14	26,33
1	3	646,44885	1939,35	0,306	64,95	212,09	19,48
Total		1280,25	6333,24	1,000	212,09		

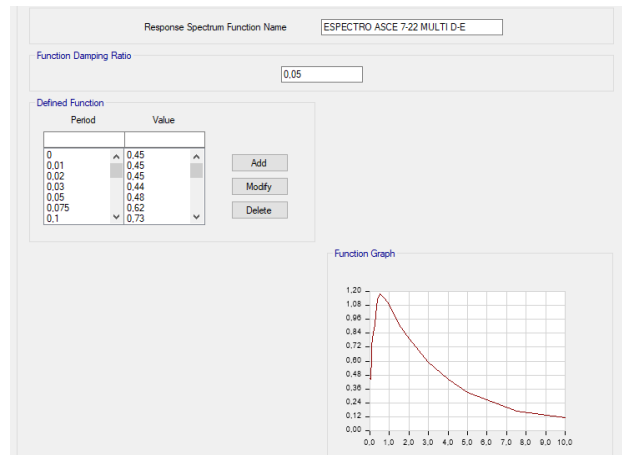
### 3.6.10.37. Análisis modal

Para llevar a cabo el análisis modal de la edificación, es necesario ingresar en Etabs el espectro de respuesta, el ASCE 7-22 permite el uso de dos tipos de espectro, el espectro de respuesta de periodos múltiples y el espectro de respuesta de dos periodos, a través de ambos procedimientos es posible identificar los modos de vibración, considerando tres por cada nivel: traslación en dirección X, traslación en la dirección Y, y rotación alrededor del eje vertical obteniendo nueve casos modales.

Para el espectro de respuesta de periodos múltiples se debe importar desde un archivo de texto, las coordenadas de tiempo y aceleración espectral debido a que el software no dispone de la configuración de este tipo de espectro.

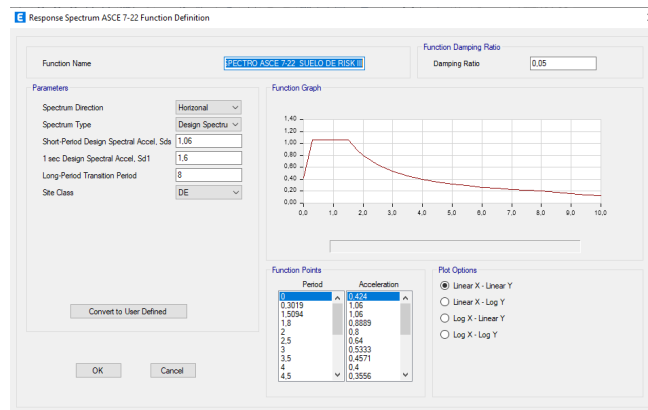
**Figura 37**

*Aplicación del espectro de respuesta de diseño de periodos múltiples.*



**Figura 37**

*Aplicación del espectro de respuesta de diseño de dos periodos.*



### 3.6.10.38. Cortante Basal Corregido

Con el objetivo de representar de manera más precisa el comportamiento real de la estructura, se realiza un nuevo cálculo del cortante basal, esta vez empleando el período de vibración obtenido directamente del modelo estructural generado en el software ETABS, tal como se presenta en la Tabla 172.

**Tabla 172** Modos de vibración de la estructura y participación de masa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,471	0,00%	83,95%	0,00%	83,95%	0,00%	0,00%
Modal	2	0,471	83,60%	0,00%	83,60%	83,95%	0,14%	0,14%
Modal	3	0,423	0,13%	0,00%	83,74%	83,95%	83,75%	83,90%
Modal	4	0,163	11,35%	0,00%	95,09%	83,95%	0,01%	83,90%
Modal	5	0,161	0,00%	11,31%	95,09%	95,26%	0,00%	83,90%
Modal	6	0,144	0,01%	0,00%	95,10%	95,26%	11,34%	95,24%
Modal	7	0,096	4,88%	0,00%	99,98%	95,26%	0,02%	95,26%
Modal	8	0,095	0,00%	4,74%	99,98%	100,00%	0,00%	95,26%
Modal	9	0,085	0,02%	0,00%	100,00%	100,00%	4,74%	100,00%

Es importante señalar que, en ambas direcciones (X e Y), se debe alcanzar al menos un 90 % de participación modal de masa. En estructuras con irregularidades geométricas o efectos torsionales significativos, los modos de vibración pueden presentar una baja participación de masa. Lo ideal es lograr la activación del 100 % de la masa efectiva, de modo que las fuerzas sísmicas consideradas representen de forma más realista el comportamiento dinámico de la estructura.

Para un periodo  $T_x$  y  $T_y = 0,471$  segundos se calcula un coeficiente  $k = 1$ , por lo que no implica una variación en las fuerzas sísmicas ( $F_x$ ) y ( $F_y$ ) que se presentan en la tabla 173 y 174.

**Tabla 173** Cortante basal y distribución de fueras por piso corregidos en X.

N.º Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / ∑Wi*(hx^k)	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	197,01905	1773,17	0,280	59,38	59,38	17,81
2	6	436,7865	2620,72	0,414	87,76	147,14	26,33
1	3	646,44885	1939,35	0,306	64,95	212,09	19,48
Total		1280,25	6333,24	1,000	212,09		

**Tabla 174** Cortante basal y distribución de fuerzas por piso corregidos en Y.

N.º Piso o nivel	Hi m	Wi Ton	Wi*(hx^k)	Wi*(hx^k) / ∑Wi*(hx^k)	Fx=Fi Ton	Vx Ton	0,3*Fx Ton
3	9	197,01905	1773,17	0,280	59,38	59,38	17,81

2	6	436,7865	2620,72	0,414	87,76	147,14	26,33
1	3	646,44885	1939,35	0,306	64,95	212,09	19,48
Total		1280,25	6333,24	1,000	212,09		

### 3.6.10.39. Cortante Basal Dinámico

De acuerdo con lo establecido en la sección 12,9 de la normativa ASCE 7-22, se debe aplicar un ajuste al cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico. En el caso de estructuras regulares, el cortante no debe ser inferior al 85% del cortante calculado por el método estático equivalente (VE). Con base en esta disposición, se verificó el cumplimiento de este requisito, considerando que la edificación evaluada presenta un comportamiento estructural regular. Los resultados utilizados en esta verificación, se resumen en las tablas 175 y 176 que fueron extraídos del modelo estructural desarrollado en Etabs.

**Tabla 175** Cortante estático y cortante dinámico en dirección X.

Muestra la fuerza sísmica total

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
59,38	59,38	50,473	43,9375	43,9375
147,14	87,76	74,596	111,4574	67,5199
212,09	64,95	55,2075	142,1641	30,7067
			180,2765	142,1641

**Tabla 176** Cortante estático y cortante dinámico en dirección Y.

Muestra la fuerza sísmica total

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
59,38	59,38	50,473	43,3016	43,3016
147,14	87,76	74,596	111,5865	68,2849
212,09	64,95	55,2075	142,9173	31,3308
			180,2765	142,9173

**Comprobación:** Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanza el 85% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de

corrección, calculado como el cociente entre el 85% de VE y el valor acumulado de VD, como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,2680874 en la dirección X y de 1,2614043 en la dirección Y.

**Tabla 177** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección X.

Muestra la fuerza sísmica total

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
59,38	59,38	50,473	55,139	55,139
147,14	87,76	74,596	141,1432	86,0042
212,09	64,95	55,2075	180,6503	39,5071
		180,2765		180,6503

**Tabla 178** Cortante estático y cortante dinámico corregido en dirección Y.

Muestra la fuerza sísmica total

ESPECTRO ESTÁTICO			ESPECTRO DINÁMICO	
VE acumulado	VE	85% VE	VD acumulado	VD
59,38	59,38	50,473	54,6208	54,6208
147,14	87,76	74,596	140,7557	86,1349
212,09	64,95	55,2075	180,2765	39,5208
		180,2765		180,2765

La normativa propone la implementación de este proceso con el fin de prevenir que las estructuras exhiban una flexibilidad excesiva y, así, garantizar que la demanda estructural esté bien reflejada a través de fuerzas sísmicas relevantes

#### **3.6.10.40. Control de derivas.**

Con el propósito de verificar el comportamiento estructural adecuado de la edificación, se procede a evaluar las derivas de entrepiso en cada nivel, tomando como referencia los patrones o casos de carga y los criterios establecidos por la normativa ASCE 7-22.

**Tabla 179** Deriva de piso con el patrón de carga Ex.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	<b>5,5</b>	<b>Ie</b>	<b>1,25</b>	<b><math>\Delta a/hx</math></b>	<b>0,015</b>
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	23,2144	0,0077	0,015	Cumple
Story 2	3000	32,5072	0,0108	0,015	Cumple
Story 1	3000	26,0392	0,0087	0,015	Cumple

**Tabla 180** Deriva de piso con el patrón de carga Ey.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	<b>5,5</b>	<b>Ie</b>	<b>1,25</b>	<b><math>\Delta a/hx</math></b>	<b>0,015</b>
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	25,6344	0,0085	0,015	Cumple
Story 2	3000	37,202	0,0124	0,015	Cumple
Story 1	3000	29,8012	0,0099	0,015	Cumple

**Tabla 181** Deriva de piso con el patrón de carga Dx Multi-Periodo.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	<b>5,5</b>	<b>Ie</b>	<b>1,25</b>	<b><math>\Delta a/hx</math></b>	<b>0,015</b>
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	20,7284	0,0069	0,015	Cumple
Story 2	3000	29,5064	0,0098	0,015	Cumple
Story 1	3000	22,462	0,0075	0,015	Cumple

**Tabla 182** Deriva de piso con el patrón de carga Dy Multi-Periodo.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	19,8	0,0066	0,015	Cumple
Story 2	3000	29,1456	0,0097	0,015	Cumple
Story 1	3000	22,1804	0,0074	0,015	Cumple

**Tabla 183** Deriva de piso con el patrón de carga Dx Dos Periodos.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	21,538	0,0072	0,015	Cumple
Story 2	3000	30,6768	0,0102	0,015	Cumple
Story 1	3000	23,342	0,0078	0,015	Cumple

**Tabla 184** Deriva de piso con el patrón de carga Dy Dos Periodos.

Presenta el desplazamiento lateral relativo entre pisos (deriva) bajo el patrón de carga sísmica

<b>Cd</b>	5,5	<b>Ie</b>	1,25	$\Delta a/hx$	0,015
<b>Story</b>	<b>Hm(mm)</b>	<b>Deriva de piso</b>	<b>Story Drift Ratio</b>	<b>Allowable</b>	<b>Chequeo</b>
Story 3	3000	23,3156	0,0078	0,015	Cumple
Story 2	3000	34,2232	0,0114	0,015	Cumple
Story 1	3000	26,0084	0,0087	0,015	Cumple

**Tabla 185** Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ex

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

<b>STORY</b>	<b>X</b>	<b>Output case</b>	<b>Drifts</b>			<b>Ratio</b>	<b>Chequeo</b>
			<b>Ítem</b>	<b>Max drift</b>	<b>Avg drift</b>		
Story 3	31,5	Ex	Diaph	0,00173	0,001674	1,034	Regular
			D3 X				
Story 2	31,5	Ex	Diaph	0,002422	0,002348	1,032	Regular
			D2 X				
Story 1	31,5	Ex	Diaph	0,00194	0,001883	1,031	Regular
			D1 X				

**Tabla 186 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Multi-Periodo**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts		Ratio	Chequeo	
			Ítem	Max drift			Avg drift
Story 3	31,5	Dx-MP	Diaph D3 X	0,001564	0,00154	1,015	Regular
Story 2	31,5	Dx-MP	Diaph D2 X	0,002202	0,002161	1,019	Regular
Story 1	31,5	Dx-MP	Diaph D1 X	0,001674	0,001642	1,02	Regular

**Tabla 187 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dx Dos Periodos.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts		Ratio	Chequeo	
			Ítem	Max drift			Avg drift
Story 3	31,5	Dx-TP	Diaph D3 X	0,001624	0,001588	1,023	Regular
Story 2	31,5	Dx-TP	Diaph D2 X	0,002289	0,002233	1,025	Regular
Story 1	31,5	Dx-TP	Diaph D1 X	0,00174	0,001696	1,025	Regular

**Tabla 188 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Ey.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	X	Output case	Drifts		Ratio	Chequeo	
			Ítem	Max drift			Avg drift
Story 3	31,5	Ey	Diaph D3 X	0,00191	0,001626	1,175	Regular
Story 2	31,5	Ey	Diaph D2 X	0,002772	0,002361	1,174	Regular
Story 1	31,5	Ey	Diaph D1 X	0,002221	0,001892	1,173	Regular

**Tabla 189 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Multi-Periodo.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	Y	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	14,5	Dy-MP	Diaph D3 X	0,001493	0,001493	1	Regular
Story 2	14,5	Dy-MP	Diaph D2 X	0,002176	0,002175	1	Regular
Story 1	14,5	Dy-MP	Diaph D1 X	0,001653	0,001653	1	Regular

**Tabla 190 Irregularidad torsional (TIR) con patrón de carga Dy Dos Periodos.**

Evalúa la excentricidad torsional de la estructura bajo el patrón de carga sísmica

STORY	Y	Output case	Drifts			Ratio	Chequeo
			Ítem	Max drift	Avg drift		
Story 3	14,5	Dy-TP	Diaph D3 X	0,001755	0,001642	1,069	Regular
Story 2	14,5	Dy-TP	Diaph D2 X	0,002554	0,00239	1,068	Regular
Story 1	14,5	Dy-TP	Diaph D1 X	0,001938	0,001815	1,068	Regular

**Tabla 191 Índice de estabilidad Dx Dos periodos.**

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0336	3	0,0048	0,0016	55,139	239,839	0,70%	Cumple
2	0,0267	3	0,0069	0,0023	141,143	737,374	1,20%	Cumple
1	0,0126	3	0,0053	0,0018	180,650	1242,547	1,20%	Cumple

**Tabla 192 Índice de estabilidad Dy Dos periodos.**

Pisos	u m	Altura	$\Delta E$ m	$\Delta E/h$ m/m	V Ton	w Ton	Qi	Qi<0,1
3	0,0304	3	0,0047	0,0016	54,621	239,839	0,69%	Cumple
2	0,0244	3	0,0069	0,0023	140,756	737,374	1,21%	Cumple
1	0,0118	3	0,0053	0,0018	180,277	1242,547	1,21%	Cumple

**Tabla 193 Índice de estabilidad Ex.**

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

<b>Pisos</b>	<b>u m</b>	<b>Altura</b>	<b>ΔE m</b>	<b>ΔE/h m/m</b>	<b>V Ton</b>	<b>w Ton</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
3	0,0375	3	0,0051	0,0017	59,380	239,839	0,69%	Cumple
2	0,0295	3	0,0072	0,0024	147,140	737,374	1,20%	Cumple
1	0,0141	3	0,0057	0,0019	212,090	1242,547	1,12%	Cumple

**Tabla 194 Índice de estabilidad Ey.**

Muestra el índice de estabilidad (Qi) para cada piso de la estructura

<b>Pisos</b>	<b>u m</b>	<b>Altura</b>	<b>ΔE m</b>	<b>ΔE/h m/m</b>	<b>V Ton</b>	<b>w Ton</b>	<b>Qi</b>	<b>Qi&lt;0,1</b>
3	0,0330	3	0,0050	0,0017	59,380	239,839	0,67%	Cumple
2	0,0263	3	0,0072	0,0024	147,140	737,374	1,20%	Cumple
1	0,0129	3	0,0058	0,0019	212,090	1242,547	1,13%	Cumple

# CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

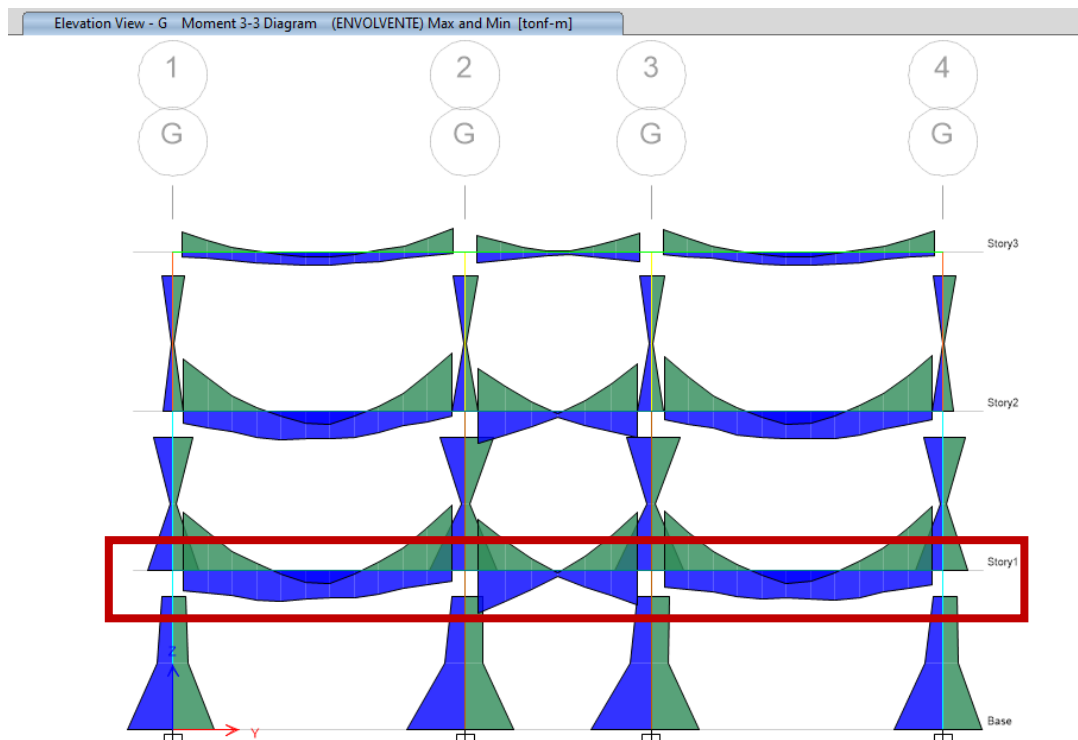
En el presente capítulo se diseña y analiza los elementos estructurales del sistema aperticado y se verifican los criterios sismorresistentes según los lineamientos de la norma NEC 15 y ASCE 7-22.

## 4.1 VIGAS

### 4.1.1 Diseño a flexión

En esta sección se describe el proceso empleado para el diseño vigas de hormigón armado sometidas a flexión en cada tramo que compone el bloque de aulas, se diseñarán en función de las combinaciones o envolvente de diseño según lo estipulado en NEC 15 y ASCE 7-22.

- **Planta baja**



**Viga de 30cm x 50cm interior ubicada en el eje G entre 1 - 2.**

*Tabla 195 Momentos actuantes en viga de primer piso.*

<b>EXTREMO IZQUIERDO</b>	<b>CENTRO</b>	<b>EXTREMO DERECHO</b>
-13,693	-3,839	-15,3572
6,847	6,592	7,679

- **Datos para hallar el acero superior de viga de primer piso**

### **Extremo Izquierdo**

Momentos en unidad de Tonf-m, actuantes en viga de longitud igual a 550 cm.

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

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ NEC} - \text{SE} - \text{HM} - 3.3.4$$

$$M_u(-) = 13,693 \text{ Ton} - m = 1369340 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u(+) = 6,847 \text{ Ton} - m = 684670 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$R_n(-) = \frac{M_u(-)}{\phi * b * d^2} = \frac{1369340}{0,9 * 30 * (46)^2} = 23,968004 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n(+) = \frac{M_u(+)}{\phi * b * d^2} = \frac{684670}{0,9 * 30 * (46)^2} = 11,984002 \text{ kg/cm}^2$$

Para hallar la cuantía requerida para la sección se utiliza:

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right) =$$

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (23,968004)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,00609$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right) =$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (11,984002)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,00294$$

**Área de acero requerido:**

$$A_s(-) = \rho * b * d = 0,00609 * 30 * 46 = 8,402 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = \rho * b * d = 0,00294 * 30 * 46 = 4,061 \text{ cm}^2$$

**As calculado debe ser mayor que:**

$$A_{smin1} = \frac{4 * \sqrt{f'_c}}{5 * f_y} b_w d = \frac{4 * \sqrt{240}}{5 * 4200} * 30 * 46 = 4,072 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d = \frac{14}{42000} * 30 * 46 = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) \geq \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$8,402 \text{ cm}^2 \geq 4,60 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$A_s(+) \geq \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$4,061 \text{ cm}^2 \geq 4,60 \text{ cm}^2 \text{ No cumple}$$

Si el área de acero requerido ( $A_s$ ) es menor que el área de acero mínimo ( $A_s$  mín.), se empleara el  $A_s$  mín. Luego comprobamos que la cuantía calculada sea menor que:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} = 0,85 * 0,85 * \frac{24}{420} * \frac{0,003}{\frac{420}{200055,6} + 0,003}$$

Siendo  $\beta_1$  igual a 0,85 y  $E_s$  200055,6 MPa

$$\rho_b = 0,02428$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0,01214$$

$$\rho < \rho_b$$

$$0,006204797 < 0,01214247 \text{ Cumple}$$

$$A_s(-) = 4\emptyset 16 + 2\emptyset 10 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = 2\emptyset 14 + 1\emptyset 12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

En la parte superior de la viga se emplearán 2  $\emptyset$  18 mm + 2  $\emptyset$  16 mm equivalentes a un área de acero de 9,1 cm<sup>2</sup> y en la parte inferior se emplearán 2  $\emptyset$  14 mm + 2  $\emptyset$  12 mm equivalentes a un área de acero de 5,34 cm<sup>2</sup>.

- **Extremo central**

Momentos en unidad de Tonf-m, actuantes en viga de longitud igual a 550 cm.

Viga de 30 cm x 50 cm exterior ubicada en el eje G entre 2 - 3.

**Tabla 196** Momentos actuantes en viga de primer piso.

<b>EXTREMO IZQUIERDO</b>	<b>CENTRO</b>	<b>EXTREMO DERECHO</b>
-13,693	-3,839	-15,3572
6,847	6,592	7,679

- **Datos para hallar el acero superior de viga de primer piso**

**Extremo central**

Momentos en unidad de Tonf-m, actuantes en viga de longitud igual a 350 cm.

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

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ NEC} - \text{SE} - \text{HM} - 3.3.4$$

$$Mu(-) = 3,839 \text{ Ton} - m = 383930 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mu(+) = 6,592 \text{ Ton} - m = 660830 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$R_n(-) = \frac{Mu(-)}{\phi * b * d^2} = \frac{383930}{0,9 * 30 * (46)^2} = 6,72005181 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n(+) = \frac{Mu(+)}{\phi * b * d^2} = \frac{660830}{0,9 * 30 * (46)^2} = 11,5376672 \text{ kg/cm}^2$$

Para hallar la cuantía requerida para la sección se utiliza:

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (6,83531121)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,001627271$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right) =$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (11,5376672)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,002829478$$

**Área de acero requerido:**

$$A_s(-) = \rho * b * d = 0,001627271 * 30 * 46 = 2,246 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = \rho * b * d = 0,002829478 * 30 * 46 = 3,905 \text{ cm}^2$$

**As calculado debe ser mayor que:**

$$A_{Smin1} = \frac{4 * \sqrt{f_c}}{5 * f_y} b_w d = \frac{4 * \sqrt{240}}{5 * 4200} * 30 * 46 = 4,072 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d = \frac{14}{42000} * 30 * 46 = 4,600 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) \geq \max (A_{Smin1}; A_{Smin2})$$

$$2,246 \text{ cm}^2 \geq 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) \geq \max (A_{Smin1}; A_{Smin2})$$

$$3,905 \text{ cm}^2 \geq 4,60 \text{ cm}^2$$

Si el acero requerido (As) es menor que el acero mínimo (As min), se empleara el As min.

Luego verificamos que la cuantía calculada sea menor que:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} = 0,85 * 0,85 * \frac{24}{420} * \frac{0,003}{\frac{420}{200055,6} + 0,003}$$

Siendo  $\beta_1$  igual a 0,85 y  $E_s$  200055,6 MPa

$$\rho_b = 0,02428$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0,01214$$

$$\rho < \rho_b$$

$$0,001655674 < 0,012144247 \text{ Cumple}$$

$$A_s(-) = 2\emptyset 18 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = 2\emptyset 14 + 2\emptyset 12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

En la parte superior de la viga se emplearán 2  $\phi$  18 mm equivalentes a un área de acero de 5,08 cm<sup>2</sup> y en la parte inferior se emplearán 2  $\phi$  14 mm + 2  $\phi$  12 mm equivalentes a un área de acero de 5,34 cm<sup>2</sup>.

### Extremo derecho

Momentos en unidad de Tonf-m, actuantes en viga de longitud igual a 550 cm.

Viga 30x50 exterior ubicada en el eje G entre 3 - 4.

**Tabla 197** Momentos actuantes en viga de primer piso.

Extremo Izquierdo	Centro	Extremo Derecho
-13,693	-3,839	-15,3572
6,847	6,592	7,679

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

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ NEC} - \text{SE} - \text{HM} - 3.3.4$$

$$M_u(-) = 15,3572 \text{ Ton} - \text{m} = 1535720 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u(+) = 7,679 \text{ Ton} - \text{m} = 767860 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$R_n(-) = \frac{M_u(-)}{\phi * b * d^2} = \frac{1535720}{0,9 * 30 * (46)^2} = 26,880207 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_n(+) = \frac{M_u(+)}{\phi * b * d^2} = \frac{767860}{0,9 * 25 * (46)^2} = 13,4401036 \text{ kg/cm}^2$$

Para hallar la cuantía requerida para la sección se utiliza:

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right) =$$

$$\rho(-) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (26,880207)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,00689$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f'_c}} \right) =$$

$$\rho(+) = 0,85 * \frac{240}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (13,4401036)}{0,85 * (240)}} \right) = 0,00331301$$

**Área de acero requerido:**

$$A_s(-) = \rho * b * d = 0,00689 * 30 * 46 = 9,506 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = \rho * b * d = 0,00331301 * 30 * 46 = 4,572 \text{ cm}^2$$

**As calculado debe ser mayor que:**

$$A_{smin1} = \frac{4 * \sqrt{f'_c}}{5 * f_y} b_w d = \frac{4 * \sqrt{240}}{5 * 4200} * 30 * 46 = 4,072 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{14}{f_y} * b_w * d = \frac{14}{42000} * 30 * 46 = 4,600 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) \geq \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$9,506 \text{ cm}^2 \geq 4,600 \text{ cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$A_s(+) \geq \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$4,572 \text{ cm}^2 \geq 4,60 \text{ cm}^2 \text{ No cumple}$$

Si el acero requerido ( $A_s$ ) es menor que el acero mínimo ( $A_s \text{ min}$ ), se empleara el  $A_s \text{ min}$ .

Luego verificamos que la cuantía calculada sea menor que:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003} = 0,85 * 0,85 * \frac{24}{420} * \frac{0,003}{\frac{420}{200055,6} + 0,003}$$

Siendo  $\beta_1$  igual a 0,85 y  $E_s$  200055,6 MPa

$$\rho_b = 0,02428$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0,01214$$

$$\rho < \rho_b$$

$$0,007016632 < 0,012144247 \text{ Cumple}$$

$$A_s(-) = 4\phi 18 = 10,16 \text{ cm}^2$$

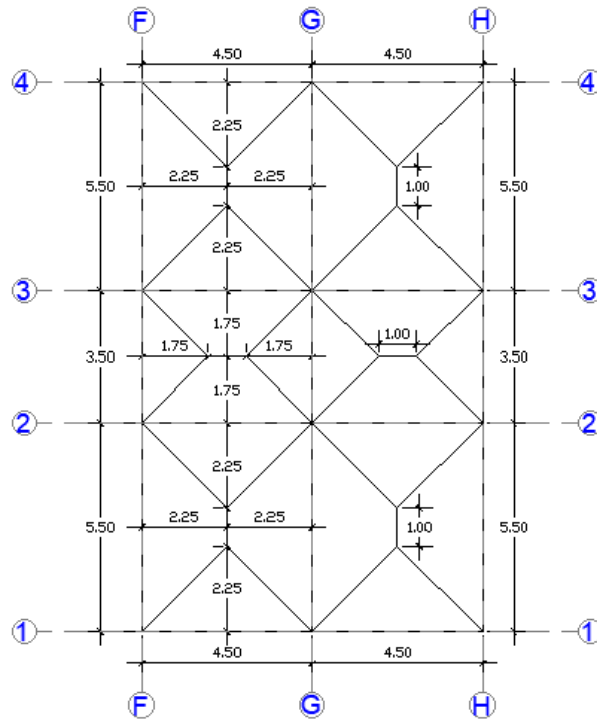
$$A_s(+) = 2\phi 14 + 2\phi 12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

En la parte superior de la viga se emplearán 4  $\phi$  18 mm equivalentes a un área de acero de 10,16 cm<sup>2</sup> y en la parte inferior se emplearán 2  $\phi$  14 mm + 2  $\phi$  12 mm equivalentes a un área de acero de 5,34 cm<sup>2</sup>.



#### 4.1.2 Refuerzo transversal

A continuación, la tabla 198 presenta un resumen de las características de la viga B83 ubicado en el eje G entre el tramo 1-2, datos necesarios para calcular y analizar el refuerzo a corte de la viga.



**Tabla 198** Datos de la viga B83 del primer piso, eje G.

<b>VIGA B83</b>		
f'c	240	kg / cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg / cm <sup>2</sup>
r	4	cm
Bc1	40	cm
Hc1	40	cm
Bc2	40	cm
Hc2	50	cm
h. viga	50	cm
b. viga	30	cm
$\lambda$	1	
d	46	cm
Eje	F-G	Trapezio
Eje	G-H	Trapezio
B1 mayor trapezio	5,5	m
B2 menor trapezio	1	m
H trapezio	2,25	m
b triangulo	4,5	m
h triangulo	2,25	m
AT D	14,625	m <sup>2</sup>
PP	3,6	kg/cm
CM	0,65	Ton / m <sup>2</sup>
AT L Losa 1	7,3125	m <sup>2</sup>
AT L Losa 2	7,3125	m <sup>2</sup>
CV Losa 1	0,204	Ton / m <sup>2</sup>

CV Losa 2	0,204	Ton / m2
Lv	5,5	m
Lnv	5,05	m
WD (Sin PP)	17,28409091	kg / cm
WD (Incluye PP)	20,88409	kg / cm
WL	5,42	kg / cm

El cortante gravitacional es obtenida mediante la combinación  $W_u = 1,2 WD + WL$ , donde WD incluye al peso propio (PP) y la carga sobrepuesta (CM).

$$W_u = 1,2 WD + WL = 1,2(17,284 + 3,6) + 5,42 = 30,49 \text{ kg/cm}$$

Determinada la cantidad de acero necesaria para la sección de la viga, se procede al análisis correspondiente para establecer los espaciamientos adecuados de los estribos, tanto en la zona crítica de 2h como en el resto de la viga

Acero Superior

$$A_s = 9,1 \text{ cm}^2; A_s' = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} = 7,8064 \text{ cm}; a' = 4,5809 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2011175,28 \text{ kg} - \text{cm};$$

$$M_{pr1}' = 1225397,48 \text{ kg} - \text{cm}$$

Acero Inferior

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2; A_s' = 10,16 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = 5,2843 \text{ cm}; a_2' = 8,7157 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = 1402192,65 \text{ kg} - \text{cm}; M_{pr2}' = 2221192,65 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cortante equivalente

$$V_e + = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad V_e = 14456,72 \text{ kg}$$

$$V_e + ' = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad V_e = 14522,51 \text{ kg}$$

Cortante de sismo es igual a:

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = 6759,14 \text{ kg}$$

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = 6824,93 \text{ kg}$$

Se debe cumplir que:

$$\frac{\sum M_{pr}}{l_n} > 0,5V_u$$

$$6824,93 \text{ kg} > 7228,36 \text{ kg}$$

*No cumple, se debe calcular Vc*

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{24} * 30 * 46 = 11330,8 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 11330,8 \text{ kg} = 8498,10 \text{ kg}$$

Luego según la tabla 199 se estima la separación de estribos dentro de la zona 2H, tomando en cuenta el menor de:

**Tabla 199** Espaciamiento "s" del acero transversal dentro de la zona 2H.

<b>Dentro de zona 2H</b>	
$S1 \leq d/4$	11,5 cm
$S1 \leq 6db$	7,2 cm
$S1 \leq 15\text{cm}$	15 cm
$S1 \leq 8db$	9,6 cm
$S1 \leq 30\text{cm}$	30 cm
$S1 \leq 24\phi\text{estribo}$	24 cm

Por lo tanto, se provee una separación S de 7 cm. Ahora se calcula el área de varilla a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = 0,0416$$

$$A_v = 0,291034 \text{ cm}^2$$

Se verifica que:

$$A_{vprov} > A_{vmin}$$

$$2 * 0,79 \text{ cm}^2 > 0,35 * \frac{30}{\frac{4200}{10}} * 7$$

$$1,5708 \text{ cm}^2 > 0,50 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_v}{s} * f_y * d = 32515,56 \text{ kg}$$

$$V_e \leq \phi V_s + \phi V_c$$

$$14522,51 \text{ kg} \leq 41013,66 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

### Separación de estribos fuera de la zona 2H

La normativa permite que en esta zona se utilice una separación de  $d/2$ . Dado que  $d$  equivale a 46 cm,  $S$  es igual a 23 cm, es necesario comprobar que se cumple la siguiente condición, donde adoptaremos un valor de  $S = 20$  cm:

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_v}{s} * f_y * d = 0,75 * \frac{1,5708}{20} * 4200 * 46 = 11380,45 \text{ kg}$$

Luego se haya  $\phi V_n$  que resulta de la suma entre  $\phi V_s + \phi V_c$  siendo  $V_c$  igual a:

$$\phi V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{240} * 30 * 46 = 8498,10 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 8498,10 \text{ kg} + 11380,45 = 19878,55 \text{ kg}$$

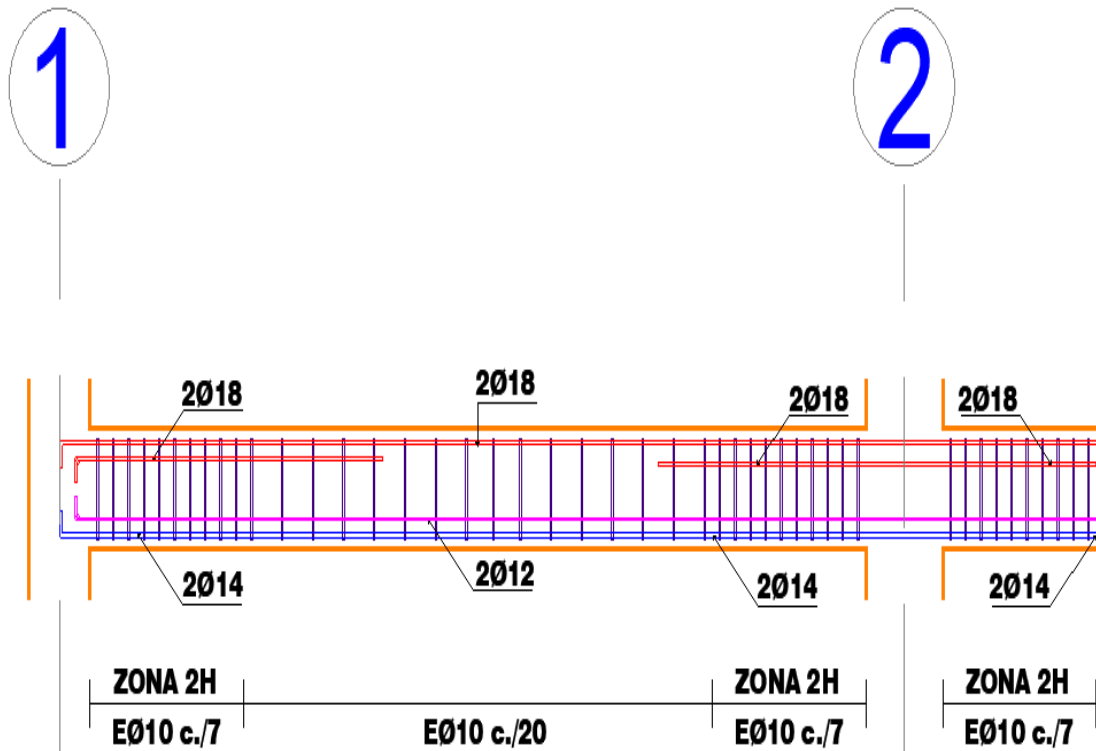
Se verifica que el cortante nominal sea mayor que el cortante equivalente:

$$\phi V_n > V_e$$

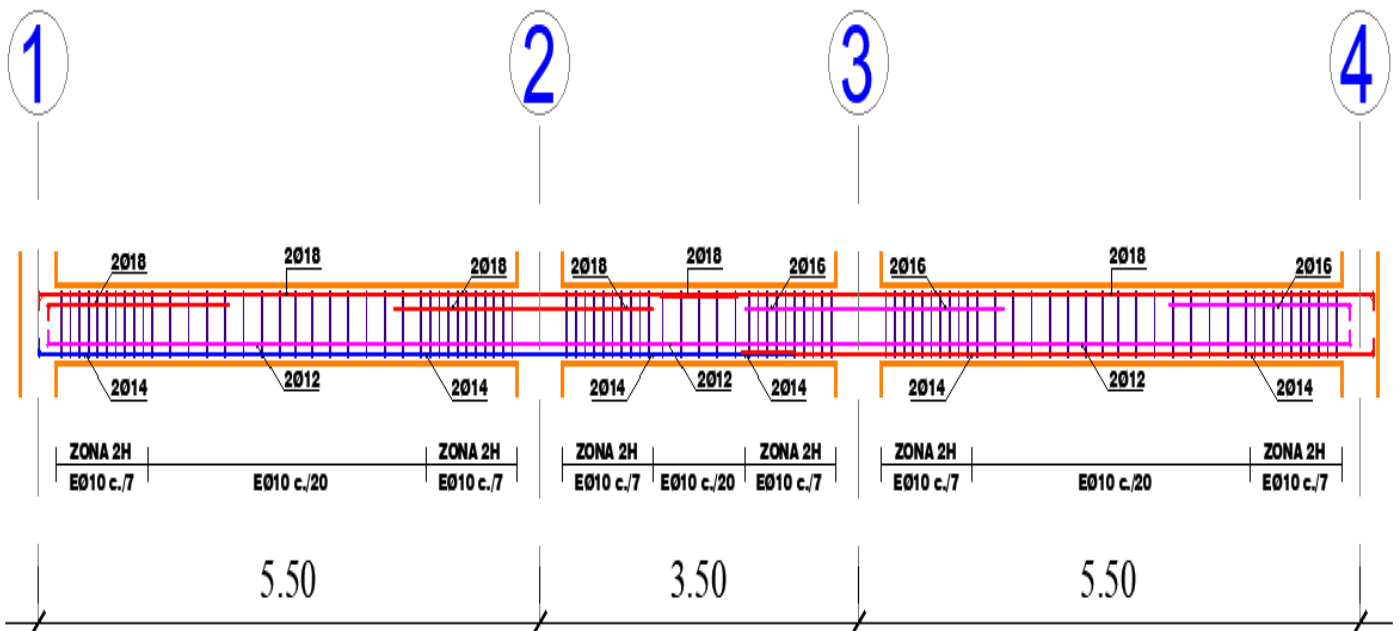
$$19878,55 \text{ kg} > 14456,72 \text{ kg}$$

Al cumplir con los parámetros establecidos en la normativa NEC 15 de hormigón armado se procede a realizar el respectivo armado de la viga.

Corresponden a planos de diseño estructural que detallan el refuerzo de vigas de hormigón armado



Muestran cortes longitudinales esquemáticos de elementos estructurales tipo viga, comúnmente utilizados en edificaciones



### Adherencia y anclaje de varillas

Para barras Ø18mm con ganchos de 90°

$$l_{dh} = \frac{f_y * db}{17 * \lambda * \sqrt{fc}} = \frac{4200 * 1,8}{17 * 1 * \sqrt{240}} = 28,70 \text{ cm}$$

Para barras Ø14mm con ganchos de 90°

$$l_{dh} = \frac{f_y * db}{17 * \lambda * \sqrt{fc}} = \frac{4200 * 1,4}{17 * 1 * \sqrt{240}} = 22,23 \text{ cm}$$

Para barras Ø12mm con ganchos de 90°

$$l_{dh} = \frac{f_y * db}{17 * \lambda * \sqrt{fc}} = \frac{4200 * 1,2}{17 * 1 * \sqrt{240}} = 19,14 \text{ cm}$$

### Diseño de vigas de la segunda planta según NEC 15 y ASCE 7-22.

A continuación, se presenta un resumen de resultados del análisis a flexión de las vigas de la segunda planta que conforman la estructura con los momentos obtenidos mediante las combinaciones de cargas descritas en la norma ASCE 7-22.

**Tabla 200** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje B y G (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu		As superior	As inferior	Estribo
						sup	inf			
						kg-cm	kg-cm			
B83	30	50	G	5,5	1-2	1428480	714240	4 Ø18	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B83	30	50	G	5,5	1-2	1495380	747690	4 Ø18	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B82	30	50	G	3,5	2-3	1284190	940870	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø14	Ø10
B82	30	50	G	3,5	2-3	1322210	905190	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø14	Ø10
B81	30	50	G	5,5	3-4	1467860	733930	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B81	30	50	G	5,5	3-4	1457540	728770	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10

**Tabla 201** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje A y H (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup	Mu inf	As superior	As inferior	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B56	30	50	H	5,5	1-2	1244560	674930	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø10	Ø10
B56	30	50	H	5,5	1-2	1226110	613055	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø10	Ø10
B57	30	50	H	3,5	2-3	1215210	1047870	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø14	Ø10
B57	30	50	H	3,5	2-3	1256580	1008830	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø12	Ø10
B58	30	50	H	5,5	3-4	1195130	597565	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø10	Ø10
B58	30	50	H	5,5	3-4	1278490	642830	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø16 + 2 Ø10	Ø10

**Tabla 202** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje D y E (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	ENTRE	Mu sup	Mu inf	As superior	As inferior	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B80	30	50	E	5,5	1-2	1405390	702695	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B80	30	50	E	5,5	1-2	1390370	695185	2 Ø18 + 2 Ø16	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B79	30	50	E	3,5	2-3	1147400	687990	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B79	30	50	E	3,5	2-3	1103090	706170	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B78	30	50	E	5,5	3-4	1059190	529595	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B78	30	50	E	5,5	3-4	1125810	562905	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10

**Tabla 203** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje I (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

TRAMO EJE X										
Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup	Mu inf	As superior	As inferior	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B20	25	50	1	4,5	A-B	953650	629340	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B20	25	50	1	4,5	A-B	897390	523430	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B19	25	50	1	4,5	B-C	825700	453480	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B19	25	50	1	4,5	B-C	828880	459270	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B18	25	50	1	4,5	C-D	863740	499170	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B18	25	50	1	4,5	C-D	897520	533320	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

B17	25	50	1	4,5	D-E	928040	569760	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B17	25	50	1	4,5	D-E	928040	569760	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B16	25	50	1	4,5	E-F	897520	533320	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B16	25	50	1	4,5	E-F	863740	499170	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B15	25	50	1	4,5	F-G	828880	459270	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B15	25	50	1	4,5	F-G	825700	453480	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B14	25	50	1	4,5	G-H	897390	523430	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B14	25	50	1	4,5	G-H	953650	629340	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 204** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 2 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Tramo del eje X		As superior	As inferior	Estribo
						Mu sup	Mu inf			
						kg-cm	kg-cm			
B91	25	50	2	4,5	A-B	1057570	528785	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B91	25	50	2	4,5	A-B	1076870	538435	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B92	25	50	2	4,5	B-C	1087520	543760	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B92	25	50	2	4,5	B-C	1084010	542005	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B93	25	50	2	4,5	C-D	1111570	555785	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B93	25	50	2	4,5	C-D	1109790	554895	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B94	25	50	2	4,5	D-E	1109990	554995	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B94	25	50	2	4,5	D-E	1109990	554995	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B95	25	50	2	4,5	E-F	1009790	504895	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B95	25	50	2	4,5	E-F	1111570	555785	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B96	25	50	2	4,5	F-G	1084010	542005	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B96	25	50	2	4,5	F-G	1087520	543760	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B97	25	50	2	4,5	G-H	1076870	538435	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B97	25	50	2	4,5	G-H	1057570	528785	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 205** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 3 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup Mu inf		As sup	As inf	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B90	25	50	3	4,5	A-B	1050980	525490	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B90	25	50	3	4,5	A-B	1088390	544195	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B84	25	50	3	4,5	B-C	1081550	540775	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B84	25	50	3	4,5	B-C	1095580	1095580	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B85	25	50	3	4,5	C-D	1106880	553440	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B85	25	50	3	4,5	C-D	1109860	554930	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B86	25	50	3	4,5	D-E	943950	569670	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B86	25	50	3	4,5	D-E	962510	551110	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B87	25	50	3	4,5	E-F	1091320	545660	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B87	25	50	3	4,5	E-F	1125540	562770	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B88	25	50	3	4,5	F-G	1078100	539050	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B88	25	50	3	4,5	F-G	1098650	549325	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B89	25	50	3	4,5	G-H	1070850	535425	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B89	25	50	3	4,5	G-H	1070430	535215	3 Ø18	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 206** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 4 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	ENTRE	Mu sup Mu inf		As sup	As inf	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B65	25	50	4	4,5	A-B	927020	632360	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B65	25	50	4	4,5	A-B	899580	499940	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	50	4	4,5	B-C	804520	454920	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	50	4	4,5	B-C	830910	830910	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	50	4	4,5	C-D	844940	498640	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	50	4	4,5	C-D	882790	519500	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	50	4	4,5	D-E	739490	670010	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	50	4	4,5	D-E	766770	642710	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B61	25	50	4	4,5	E-F	857120	545460	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

B61	25	50	4	4,5	E-F	869370	474470	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	50	4	4,5	F-G	808370	460470	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	50	4	4,5	F-G	826930	632360	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	50	4	4,5	G-H	878600	525340	2 Ø16 + 1 Ø14	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	50	4	4,5	G-H	956380	602690	2 Ø16 + 1 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

### Diseño de Vigas de la tercera planta según NEC 15 y ASCE 7-22

A continuación, se presenta un resumen de resultados del análisis a flexión de las vigas de la tercera planta que conforman la estructura con los momentos obtenidos mediante las combinaciones de cargas descritas en la norma ASCE 7-22.

**Tabla 207** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje B y G (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup Mu inf		As superior	As inferior	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B83	30	50	G	5,5	1-2	1271980	635990	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B83	30	50	G	5,5	1-2	1330130	665065	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B82	30	50	G	3,5	2-3	1077380	704170	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B82	30	50	G	3,5	2-3	1082450	701120	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B81	30	50	G	5,5	3-4	1326400	663200	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B81	30	50	G	5,5	3-4	1276060	638030	2 Ø18 + 2 Ø14	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10

**Tabla 208** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje A y H (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup Mu inf		As superior	As inferior	Estribo
						kg-cm	kg-cm			
B56	30	50	H	5,5	1-2	1079810	539905	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B56	30	50	H	5,5	1-2	1046690	523345	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10
B57	30	50	H	3,5	2-3	1005510	803130	2 Ø18 + 2 Ø12	2 Ø14 + 2 Ø12	Ø10

B57	30	50	H	3,5	2-3	1012020	798680	2	Ø18	+	2	Ø10	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B58	30	50	H	5,5	3-4	1042310	521155	2	Ø18	+	2	Ø10	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B58	30	50	H	5,5	3-4	1084030	542015	2	Ø18	+	2	Ø12	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10

**Tabla 209** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje E (sentido Y).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup Mu inf		As superior	As inferior	Estribo								
						kg-cm	kg-cm											
B80	30	50	E	5,5	1-2	1267640	633820	2	Ø18	+	2	Ø14	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B80	30	50	E	5,5	1-2	1241410	620705	2	Ø18	+	2	Ø14	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B79	30	50	E	3,5	2-3	973090	500700	2	Ø18	+	2	Ø12	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B79	30	50	E	3,5	2-3	896100	546850	2	Ø18	+	2	Ø10	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B78	30	50	E	5,5	3-4	930930	465465	2	Ø18	+	2	Ø10	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10
B78	30	50	E	5,5	3-4	979130	489565	2	Ø18	+	2	Ø10	2	Ø14	+	2	Ø12	Ø10

**Tabla 210** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje I (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup Mu inf		As superior	As inferior	Estribo								
						kg-cm	kg-cm											
B20	25	50	1	4,5	A-B	813800	480430	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B20	25	50	1	4,5	A-B	762890	397860	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B19	25	50	1	4,5	B-C	713080	356540	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B19	25	50	1	4,5	B-C	716100	358050	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B18	25	50	1	4,5	C-D	741370	379790	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B18	25	50	1	4,5	C-D	773810	406400	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B17	25	50	1	4,5	D-E	796720	438120	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B17	25	50	1	4,5	D-E	796720	438120	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B16	25	50	1	4,5	E-F	773810	406400	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B16	25	50	1	4,5	E-F	741370	379790	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B15	25	50	1	4,5	F-G	716100	358050	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10

B15	25	50	1	4,5	F-G	713080	356540	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B14	25	50	1	4,5	G-H	762890	397860	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10
B14	25	50	1	4,5	G-H	813800	480430	2	Ø16	+	1	Ø12	2	Ø14	+	1	Ø12	Ø10

**Tabla 211** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 2 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup kg-cm	Mu inf kg-cm	As superior	As inferior	Estribo
B91	25	50	2	4,5	A-B	925730	462865	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B91	25	50	2	4,5	A-B	944430	472215	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B92	25	50	2	4,5	B-C	954090	477045	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B92	25	50	2	4,5	B-C	946110	473055	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B93	25	50	2	4,5	C-D	968840	484420	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B93	25	50	2	4,5	C-D	966830	483415	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B94	25	50	2	4,5	D-E	968120	484060	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B94	25	50	2	4,5	D-E	968120	484060	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B95	25	50	2	4,5	E-F	966830	483415	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B95	25	50	2	4,5	E-F	968840	484420	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B96	25	50	2	4,5	F-G	946110	946110	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B96	25	50	2	4,5	F-G	954090	954090	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B97	25	50	2	4,5	G-H	944430	472215	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B97	25	50	2	4,5	G-H	925730	462865	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 212** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 3 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu sup (kg-cm)	Mu inf (kg-cm)	As superior	As inferior	Estribo
B90	25	50	3	4,5	A-B	920890	460445	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B90	25	50	3	4,5	A-B	939910	469955	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B84	25	50	3	4,5	B-C	949500	474750	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B84	25	50	3	4,5	B-C	942000	471000	3 Ø16	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

B85	25	50	3	4,5	C-D	964740	482370	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B85	25	50	3	4,5	C-D	947700	473850	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B86	25	50	3	4,5	D-E	806830	424380	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B86	25	50	3	4,5	D-E	806830	424380	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B87	25	50	3	4,5	E-F	947700	473850	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B87	25	50	3	4,5	E-F	964740	482370	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B88	25	50	3	4,5	F-G	942000	471000	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B88	25	50	3	4,5	F-G	949500	474750	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B89	25	50	3	4,5	G-H	939910	469955	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10
B89	25	50	3	4,5	G-H	920890	460445	3 Ø16	2 Ø14	+ 1 Ø12	Ø10

**Tabla 213** Resumen del acero longitudinal de las vigas del eje 4 (sentido X).

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Entre	Mu		As superior	As inferior	Estribo
						sup (kg-cm)	inf (kg-cm)			
B65	25	50	4	4,5	A-B	794330	463450	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B65	25	50	4	4,5	A-B	748800	380680	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	50	4	4,5	B-C	697050	348525	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	50	4	4,5	B-C	705210	352605	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	50	4	4,5	C-D	727950	364360	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	50	4	4,5	C-D	738520	401170	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	50	4	4,5	D-E	618810	518260	2 Ø16 + 2 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	50	4	4,5	D-E	621960	515080	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B61	25	50	4	4,5	E-F	735470	404640	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B61	25	50	4	4,5	E-F	731520	365760	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	50	4	4,5	F-G	701650	350825	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	50	4	4,5	F-G	700970	350485	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	50	4	4,5	G-H	745440	383570	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	50	4	4,5	G-H	796450	460870	2 Ø16 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

## Diseño de Vigas de la terraza según NEC 15 y ASCE 7-22

A continuación, se presenta un resumen de resultados del análisis a flexión de las vigas de la terraza que conforman la estructura con los momentos obtenidos mediante las combinaciones de cargas descritas en la norma ASCE 7-22.

**Tabla 214** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje B y G.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Tramo del eje Y									
Viga	b	h	Eje	L	Entre	As superior	As inferior	As inferior	Estribo
B83	25	45	G	5,5	1-2	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B83	25	45	G	5,5	1-2	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B82	25	45	G	3,5	2-3	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B82	25	45	G	3,5	2-3	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B81	25	45	G	5,5	3-4	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B81	25	45	G	5,5	3-4	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 215** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje H.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Tramo del eje Y									
Viga	b	h	Eje	L	Entre	As superior	As inferior	As inferior	Estribo
B56	25	45	H	5,5	1-2	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B56	25	45	H	5,5	1-2	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B57	25	45	H	3,5	2-3	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B57	25	45	H	3,5	2-3	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B58	25	45	H	5,5	3-4	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B58	25	45	H	5,5	3-4	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	2 Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 216** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje E.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Tramo del eje Y										
Viga	b	h	Eje	L	Entre	As superior		As inferior		Estribo
B80	25	45	E	5,5	1-2	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B80	25	45	E	5,5	1-2	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B79	25	45	E	3,5	2-3	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B79	25	45	E	3,5	2-3	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B78	25	45	E	5,5	3-4	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10
B78	25	45	E	5,5	3-4	2	Ø14 + 1 Ø12	2	Ø14 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 217** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 1.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Tramo del eje X										
Viga	b	h	Eje	L	Entre	As superior		As inferior		Estribo
B20	25	40	1	4,5	A-B	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B20	25	40	1	4,5	A-B	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B19	25	40	1	4,5	B-C	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B19	25	40	1	4,5	B-C	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B18	25	40	1	4,5	C-D	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B18	25	50	1	4,5	C-D	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B17	25	40	1	4,5	D-E	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B17	25	40	1	4,5	D-E	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B16	25	40	1	4,5	E-F	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B16	25	50	1	4,5	E-F	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B15	25	40	1	4,5	F-G	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B15	25	40	1	4,5	F-G	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B14	25	40	1	4,5	G-H	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B14	25	40	1	4,5	G-H	2	Ø12 + 1 Ø12	2	Ø12 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 218** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 2.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Viga	b	h	Eje	L	Tramo del eje X				
					Entre	As superior	As inferior	Estribo	
B91	25	40	2	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B91	25	40	2	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B92	25	40	2	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B92	25	40	2	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B93	25	40	2	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B93	25	40	2	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B94	25	40	2	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B94	25	40	2	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B95	25	40	2	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B95	25	40	2	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B96	25	40	2	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B96	25	40	2	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B97	25	40	2	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B97	25	40	2	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	

**Tabla 219** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 3.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Vigas	b	h	Eje	L	Tramo del eje X				
					Entre	As superior	As inferior	Estribo	
B90	25	40	3	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B90	25	40	3	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B84	25	40	3	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B84	25	40	3	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B85	25	40	3	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	
B85	25	40	3	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10	

B86	25	40	3	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B86	25	40	3	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B87	25	40	3	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B87	25	40	3	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B88	25	40	3	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B88	25	40	3	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B89	25	40	3	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B89	25	40	3	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10

**Tabla 220** Resumen del acero longitudinal y transversal de las vigas del eje 4.

Detalla el diseño de refuerzo longitudinal para las vigas

Vigas	b	h	Eje	L	Tramo del eje X			
					ENTRE	As superior	As inferior	Estribo
B65	25	40	4	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B65	25	40	4	4,5	A-B	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	40	4	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B64	25	40	4	4,5	B-C	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	40	4	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B63	25	40	4	4,5	C-D	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	40	4	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B62	25	40	4	4,5	D-E	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B61	25	40	4	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B61	25	40	4	4,5	E-F	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	40	4	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B60	25	40	4	4,5	F-G	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	40	4	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10
B59	25	40	4	4,5	G-H	2 Ø12 + 1 Ø12	2 Ø12 + 1 Ø12	Ø10

## 4.2 COLUMNAS

### 4.2.1 Diseño de columna de 0.45 m x 0.45 m

La sección de columna fue dimensionada a partir de un prediseño, siendo propuesta inicialmente con una sección de 30x30, sin embargo, el elemento estructural no tenía la configuración requerida para resistir las fuerzas laterales, por lo tanto, se configuró con una sección de 45x45 que será evaluada en el software etabs para verificar si cumple con los chequeos globales y normativas vigentes.

A continuación, se verifica si cumple con las secciones mínimas estipuladas en la normativa NEC 15 para hormigón armado.

$$(h_{c1}; h_{c2}) > 300 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}; 450 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

$$\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión perpendicular}} > 0,4$$

$$\frac{450 \text{ mm}}{450 \text{ mm}} > 0,4$$

$$1 > 0,4 \text{ Cumple}$$

### 4.2.2 Refuerzo longitudinal

Para el área de acero, se empleará una cuantía mínima del 1% y se verificará con un área de acero propuesto.

$$A_{s \text{ diseño}} = \rho * b * h = 0.01 * 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 20,25 \text{ cm}^2$$

Para la sección de 45cm x 45cm se evaluará con una configuración de 12 barras de 16mm y 12 barras de 18mm.

$$A_{s1 \text{ propuesto}} = 12 * A_{s\phi 16} = 12 * 2,01 \text{ cm}^2 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s \text{ propuesto}}}{b * h} = \frac{24,12 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,01191$$

$$A_{s2 \text{ propuesto}} = 12 * A_{s\phi 18} = 12 * 2,54 \text{ cm}^2 = 30,48 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s \text{ propuesto}}{b * h} = \frac{30,48 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,015$$

El acero propuesto es mayor que el acero de diseño, tiene una cuantía del 1,5% que está dentro del rango estipulado en la normativa.

$$A_{s \text{ propuesto}} \geq A_{s \text{ diseño}}$$

$$30,48 \text{ cm}^2 \geq 20,25 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre las barras longitudinales debe estar entre:

$$5 \text{ cm} < S < 15 \text{ cm}$$

El espaciamiento en el sentido X y el sentido Y se calcula a continuación:

$$S = \frac{\left(\frac{H; B}{2}\right) - r - \frac{d \text{ barra esquina}}{2}}{\# \text{ espacios entre barras (mitad de la seccion)}}$$

$$S_h = S_b = \frac{\frac{45 \text{ cm}}{2} - 4 \text{ cm} - \frac{1,8 \text{ cm}}{2}}{\frac{3}{2}} = 10,93 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} < 10,93 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

Para verificar la capacidad de la columna, se diseñó el diagrama de interacción nominal y de diseño para corroborar si la columna resiste las cargas de diseño con los patrones de carga configurados en el software etabs.

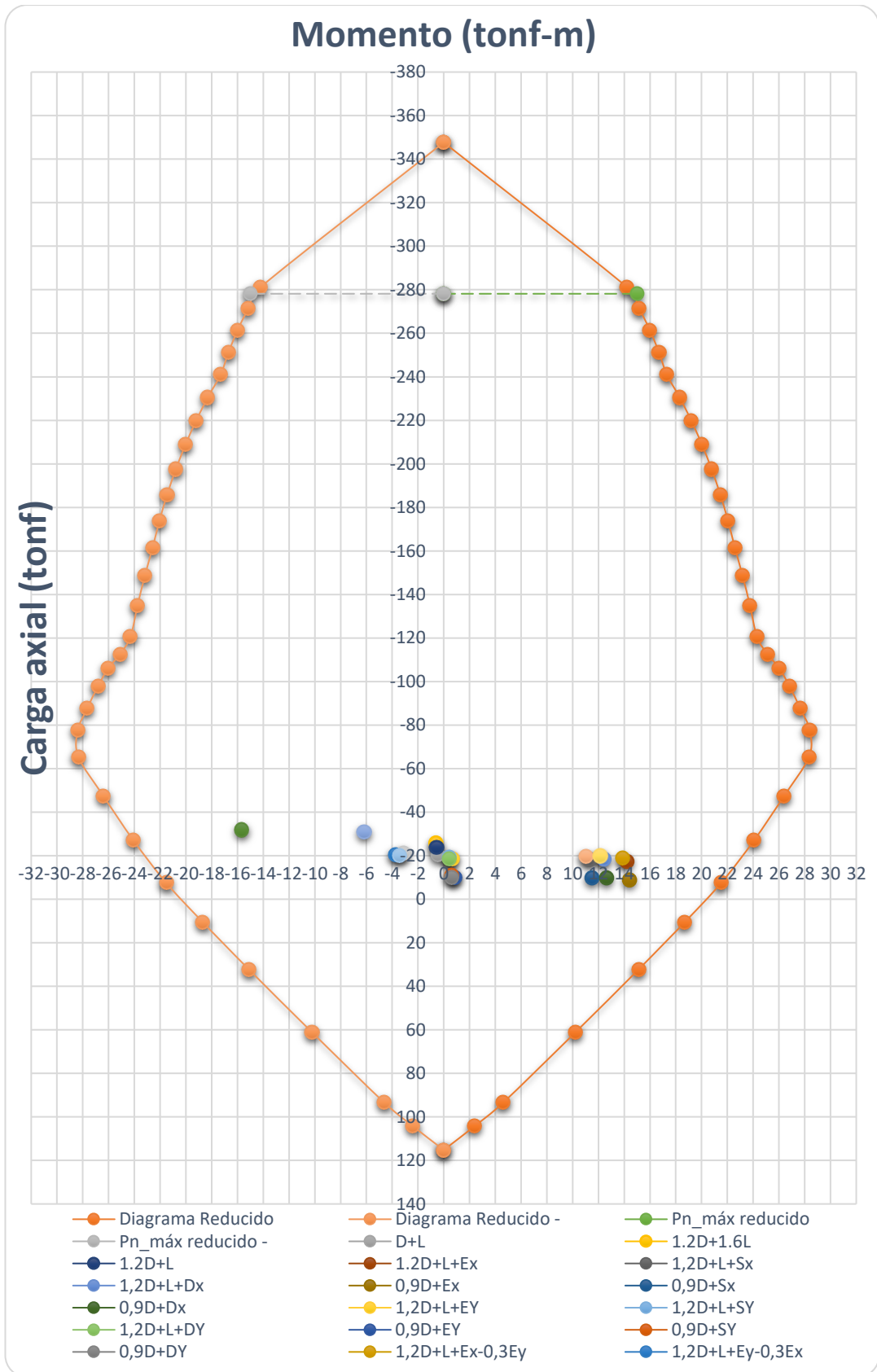
A continuación, la tabla 221 presenta un resumen de las combinaciones de diseño descritas en la normativa NEC 15, los valores son obtenidos del software etabs que son calculados a partir de las cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo de la columna esquinera ubicada en el eje A1 en dirección X-X.

**Tabla 221** Combinaciones de diseño del diagrama de interacción P-M.

<b>Columna esquinera</b>	<b>45x45</b>	<b>A1</b>
<b>Combinaciones de diseño</b>	<b>Pu (Ton)</b>	<b>Mu (Ton)</b>

D+L	-20,4027	-0,4620
1,2D+1,6L	-25,8474	-0,5920
1,2D+L	-23,8012	-0,5356
1,2D+L+Ex	-17,2949	14,2233
1,2D+L+Sx	-18,2945	11,3071
1,2D+L+Dx	-18,3186	12,4351
0,9D+Ex	-8,7869	14,4278
0,9D+Sx	-9,7865	11,5116
0,9D+Dx	-9,8106	12,6396
1,2D+L+EY	-18,62128	0,66712
1,2D+L+SY	-19,41768	0,43052
1,2D+L+DY	-18,45218	0,44002
0,9D+EY	-10,11326	0,87159
0,9D+SY	-10,90966	0,63499
0,9D+DY	-9,94416	0,64449
1,2D+L+Ex-0,3Ey	-18,8489	13,86251
1,2D+L+Ey-0,3Ex	-20,57317	-3,76055
1,2D+L-Ex-0,3Ey	-31,86145	-15,6553
1,2D+L-Sx-0,3Sy	-30,93297	-6,16595
1,2D+L+Sy-0,3Sx	-18,8489	13,86251
1,2D+L+Sy-0,3Sx	-20,57317	-3,76055
1,2D+L-Dx-0,3Dy	-31,86145	-15,6553
1,2D+L-Dy-0,3Dx	-30,93297	-6,16595

Diagrama de interacción, columna de 45cmx45cm, cuantía del 1.5%.



### 4.2.3 Refuerzo transversal

El cálculo del refuerzo transversal o de confinamiento en una columna se realiza siguiendo las directrices establecidas en la NEC 15 y el código ACI 318-19.

**Tabla 222** Datos generales de la columna de 45cmx45cm.

<b>Columna de 45cm x 45cm</b>	
Recubrimiento	4 cm
F'c	240 kg/cm <sup>2</sup>
F'y	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Bc	45 cm
Hc	45 cm
bc1	37
bc2	37
Ag	2025
Ach	1369
Lc	300 cm
∅ diámetro barra	1,8 cm
∅ estribo 1	1,2 cm
∅ estribo 2	1,0 cm

La longitud de la zona de confinamiento  $L_o$  se debe adoptar como el máximo entre:

$$L_o = \max\left(Hc = 45 \text{ cm}; \frac{Lc}{6} = \frac{300 \text{ cm}}{6} = 50 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona confinamiento  $L_o$  se debe adoptar como el mínimo entre:

$$S_o = \min\left(\frac{Bc}{4} = 11,25; 6db = 6 * 1,8 = 10,8 \text{ cm}; 10 + \frac{35 - hx}{3} = 18 \text{ cm}\right)$$

$$S_o = 10,8 = 11 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de la zona confinamiento  $L_o$  se debe adoptar como el mínimo entre:

$$S_o = \min(6db = 6 * 1,8 \text{ cm} = 10,8 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 10,8 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$A_{ch} = 37 \text{ cm} * 37 \text{ cm} = 1369 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2025 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_y} = 0,3 * \left( \frac{2025}{1369} - 1 \right) \frac{240}{4200}$$

$$= 0,008214 \text{ "CONTROLA"}$$

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0,09 \frac{f'_c}{F_y} = 0,09 * \frac{240}{4200} = 0,00514$$

$$A_{sh1 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc1 * s = 0,008214 * 37 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ requerido}} = A_{sh} * bc2 * s = 0,008214 * 37 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 3,04 \text{ cm}^2$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$A_{sh1 \text{ prov}} = N. \text{ ramales} * A_s \text{ estribo} = 2 * 1,13 \text{ cm}^2 + 2 * 0,79 \text{ cm}^2$$

$$= 3,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ prov}} = N. \text{ ramales} * A_s \text{ estribo} = 2 * 1,13 \text{ cm}^2 + 2 * 0,79 \text{ cm}^2$$

$$= 3,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1 \text{ prov}} \geq A_{sh1 \text{ requerido}}$$

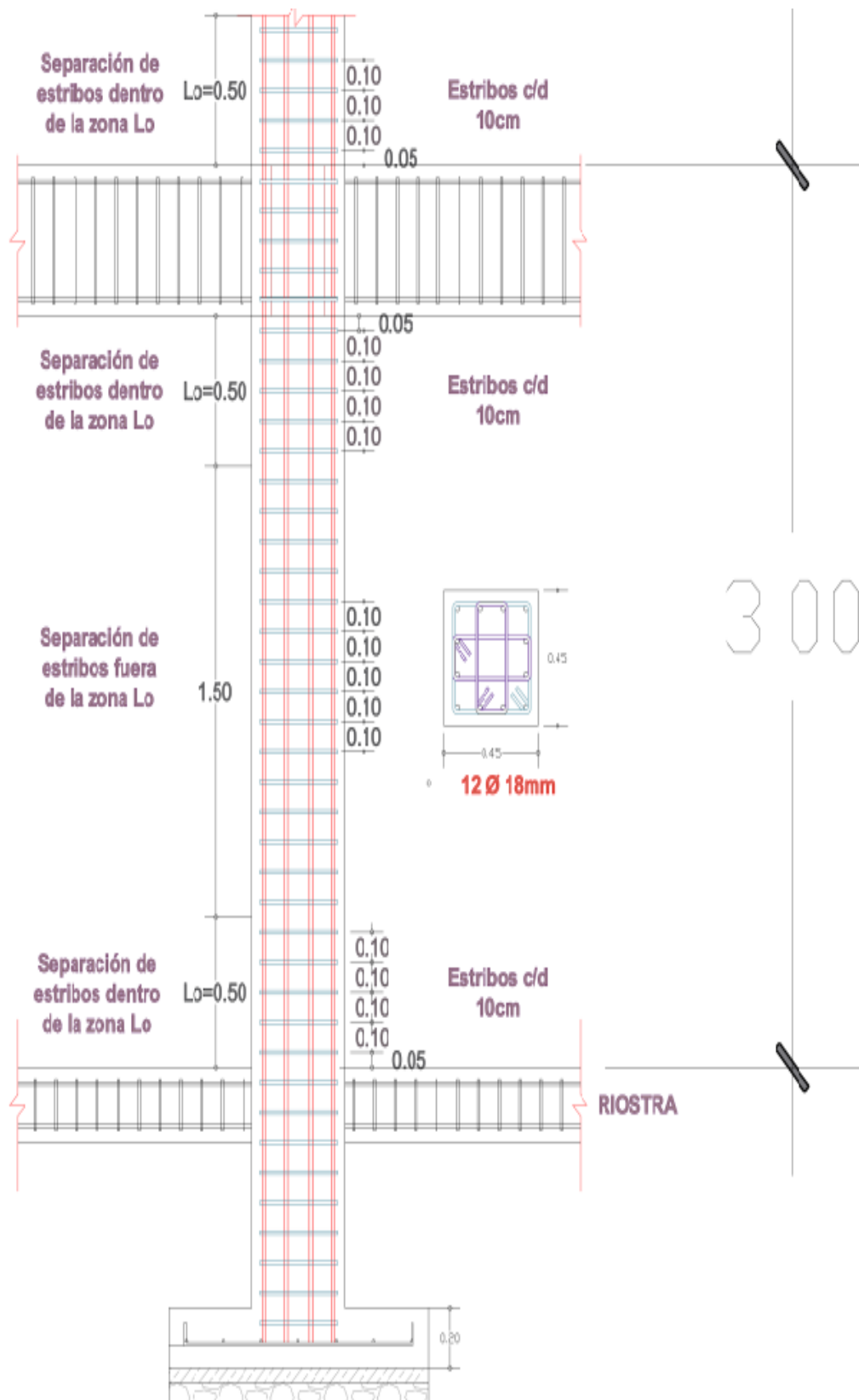
$$3,83 \text{ cm}^2 \geq 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2 \text{ prov}} \geq A_{sh2 \text{ requerido}}$$

$$3,83 \text{ cm}^2 \geq 3,04 \text{ cm}^2$$

Se propone un refuerzo transversal en la columna de 45cm x 45cm con un estribo principal de 12mm y 2 estribos secundarios de 10 mm separados cada 10 cm dentro y fuera de la zona Lo, además, para el acero transversal se propone 12 barras de 18mm.

Figura: Detalle longitudinal y transversal de columna de 45x45 de la primera planta.



Nota: fuente Jordán Láinez – Joseph Moreno

La tabla 223 presenta un resumen de la ubicación y del dimensionamiento inicial y final de las columnas.

**Tabla 223** Ubicación de columnas.

	<b>Prediseño</b>	<b>Diseño</b>	<b>Ubicación</b>
<b>Piso 1</b>	30x30	C40x40	B1, C1, D1, E1, F1, G1
	30x30	C40x50	A2, A3, B2, B3, G2, G3, H2, H3
	30x40	C50x40	C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3
	30x40	C45x45	A1, A4, H1, H4
<b>Piso 2</b>	30x30	C40x40	B1, C1, D1, E1, F1, G1
	30x30	C40x50	A2, A3, B2, B3, G2, G3, H2, H3
	30x40	C50x40	C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3
	30x40	C45x45	A1, A4, H1, H4
<b>Piso 3</b>	30x30	C35x35	B1, C1, D1, E1, F1, G1
	30x30	C35x45	A2, A3, B2, B3, G2, G3, H2, H3
	30x40	C45x35	C2, C3, D2, D3, E2, E3, F2, F3
	30x40	C40x40	A1, A4, H1, H4

La tabla 224 presenta un resumen de las secciones de columnas y el área de acero propuesto.

**Tabla 224** Resumen del área de acero en columnas.

	<b>Sección propuesta</b>	<b>Acero requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Acero propuesto (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Condición</b>
<b>Piso 1</b>	C40x40	16	22,48	Cumple
	C40x50	20	30,48	Cumple
	C50x40	20	30,48	Cumple
	C45x45	20,25	30,48	Cumple
<b>Piso 2</b>	C40x40	16	22,48	Cumple
	C40x50	20	30,48	Cumple
	C50x40	20	30,48	Cumple
	C45x45	20,25	30,48	Cumple
<b>Piso 3</b>	C35x35	12,15	17,08	Cumple
	C35x45	15,45	22,48	Cumple
	C45x35	15,45	22,48	Cumple
	C40x40	16	22,48	Cumple

### 4.3 COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

Al establecer el área de acero en vigas y columnas, se calculan los momentos nominales, resultado del acero longitudinal en ambos elementos estructurales, y se lleva a cabo una comparación entre la capacidad de resistencia de columnas y vigas en condiciones sísmicas con momentos antagónicos. El propósito de este estudio es garantizar que las vigas sean las primeras en sufrir deformaciones plásticas, mientras que las columnas se mantengan en un rango elástico alrededor del 80 % de su límite de fluencia, favoreciendo así un comportamiento estructural más seguro y predecible ante cargas sísmicas

A continuación, se verifica en el pórtico del eje G, la columna interior de 40cmx50cm y la viga interior de 30cmx50cm cumplen con el criterio descrito.

*Tabla 225 Datos generales de la columna.*

Columna de 40cm x 50cm		Columna de 40cm x 50cm	
Planta baja c1		Planta alta c2	
Recubrimiento	4 cm	Recubrimiento	4 cm
Ec	23237,0 kg/cm <sup>2</sup>	Ec	23237,0 kg/cm <sup>2</sup>
Es	2040007 kg/cm <sup>2</sup>	Es	2040007 kg/cm <sup>2</sup>
F'c	240 kg/cm <sup>2</sup>	F'c	240 kg/cm <sup>2</sup>
F'y	4200 kg/cm <sup>2</sup>	F'y	4200 kg/cm <sup>2</sup>
h col	40 cm	h col	40 cm
b col	50 cm	b col	50 cm
r	4 cm	r	4 cm
d	46 cm	d	46 cm
n	6	n	6
As col	30,54 cm <sup>2</sup>	As col	30,54 cm <sup>2</sup>
As col /2	15,27cm <sup>2</sup>	As col /2	15,27cm <sup>2</sup>
∅	0,9	∅	0,9

**Tabla 226** Datos generales de la viga de 30cmx50cm.

<b>Viga de 30cm x 50cm</b>	
Recubrimiento	4 cm
F'c	240 kg/cm <sup>2</sup>
F'y	4200 kg/cm <sup>2</sup>
h <sub>v</sub>	50 cm
b <sub>v</sub>	30 cm
d	46 cm
As superior	9,61 cm <sup>2</sup>
As inferior	5,34 cm <sup>2</sup>

Cálculo del ancho efectivo y momento de la parte superior de la viga.

$$a_1 = \frac{A_{s.sup} * f_y}{0,85f_c b} = 6,59736 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1551691,62 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculo del ancho efectivo y momento de la parte inferior de la viga.

$$a_2 = \frac{A_{s.inf} * f_y}{0,85f_c b} = 3,66520 \text{ cm}$$

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 891648,01 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_v = 1551691,62 + 891648,01 = 2443339,63 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo de momento generado en la columna inferior (c1).

$$K = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n = 0,34612412$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0,8862529$$

$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d = 2348530,16 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo de momento generado en la columna inferior (c2).

$$K = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n = 0,34612412$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0,8862529$$

$$M_{c1} = \phi A_s f_y * j * d = 2348530,16 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_c = 4697060,32 \text{ kg} - \text{cm}$$

Verificación de criterio columna fuerte – viga débil.

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$4697060,32 \text{ kg} - \text{cm} \geq 2932007,55 \text{ kg} - \text{cm} \text{ Correcto}$$

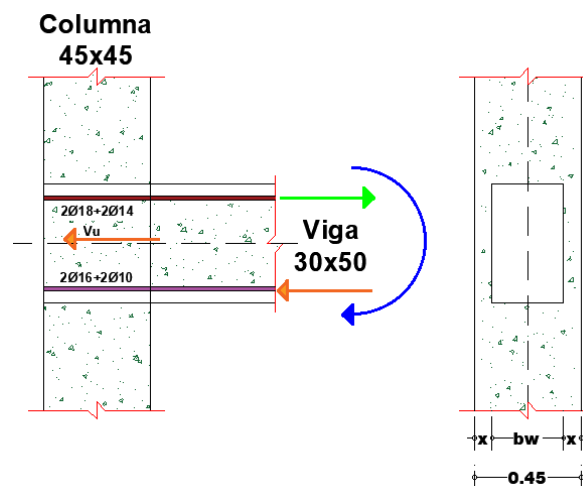
$$\frac{\text{Capacidad de Columna}}{\text{Capacidad de Viga}} \geq 1,20$$

$$1,92239354 \geq 1,20 \text{ Correcto}$$

#### 4.4. DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

##### Nodo externo

Se llevará a cabo el análisis de la columna exterior ubicada en la primera planta, con dimensiones de 45cm x 45cm y con dimensiones de viga de 30cm x 50cm.



A continuación, se presentará el diseño junto con los cálculos correspondientes.

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col}$$

$$30 \text{ cm} = \frac{3}{4} (45 \text{ cm})$$

$$30 \text{ cm} = 33,75 \text{ cm No confinado}$$

Cálculo de las tensiones.

$$T_1 = 1,25 * A_s * f_y = 42882,84 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0,85 * f_c * b \text{ viga}} = 7,01 \text{ cm}$$

Cálculo de momentos equivalentes.

$$M_{pr} = T * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1822370,6 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del cortante equivalente

$$V_u = T_1 - V_{col} = 36808,271 \text{ kg} = 36,808 \text{ Ton}$$

Cálculo del área nominal del nudo.

$$b_j = B + 2x$$

$$b_j = 30 \text{ cm} + 2(7,5 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2025 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal del nudo

$$V_{nj} = 3,20 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

$$V_{nj} = 3,20 * 1 * \sqrt{240} * 2025 = 100387,73 \text{ kg} = 100,387 \text{ Ton}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_u$$

$$0,85 * (100,387 \text{ Ton}) > 36,808 \text{ Ton}$$

$$85329,569 \text{ Ton} > 36,808 \text{ Ton (Correcto)}$$

### Nodo interno

Se llevará a cabo el análisis de la columna interior ubicada en la primera planta, con dimensiones de 40 cm x 50 cm donde cada uno de sus lados se conecta una viga. A continuación, se presentará el diseño junto con los cálculos correspondientes.

Verificación del ancho recomendado de la viga.

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col}$$

$$30 \text{ cm} = \frac{3}{4} (40 \text{ cm})$$

$$30 \text{ cm} = 30 \text{ cm Correcto}$$

Cálculo de las tensiones.

$$T_1 = 1,25 * A_s * f_y = 54098,352 \text{ kg}$$

$$T_2 = 1,25 * A_s * f_y = 28037,78 \text{ kg}$$

Cálculo de la equivalencia del bloque de compresión

$$a_1 = \frac{T_1}{0,85 * f_c * b \text{ viga}} = 8,84 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{T_2}{0,85 * f_c * b \text{ viga}} = 4,58 \text{ cm}$$

Cálculo de momentos equivalentes.

$$M_{pr1} = T_1 * \left( d - \frac{a_1}{2} \right) = 2249420,30 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr2} = T_2 * \left( d - \frac{a_2}{2} \right) = 1225554,04 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del cortante equivalente

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{2249420,30 + 1225554,04}{300} = 11583,25 \text{ kg}$$

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col} = 54098,352 \text{ kg} + 28037,78 \text{ kg} - 11583,25 \text{ kg} =$$

$$V_u = 70553,88 \text{ kg}$$

Cálculo del área nominal del nudo.

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{40 \text{ cm} + 30 \text{ cm}}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$$

$$35 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} + 50 \text{ cm}$$

$$35 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h_{col} = 35 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 1400 \text{ cm}$$

Cálculo de resistencia nominal del nudo y verificación de resistencia al cortante.

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{240} * 1400 = 114950,15 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,85 * 114950,15 \text{ kg} \geq 70553,88 \text{ kg}$$

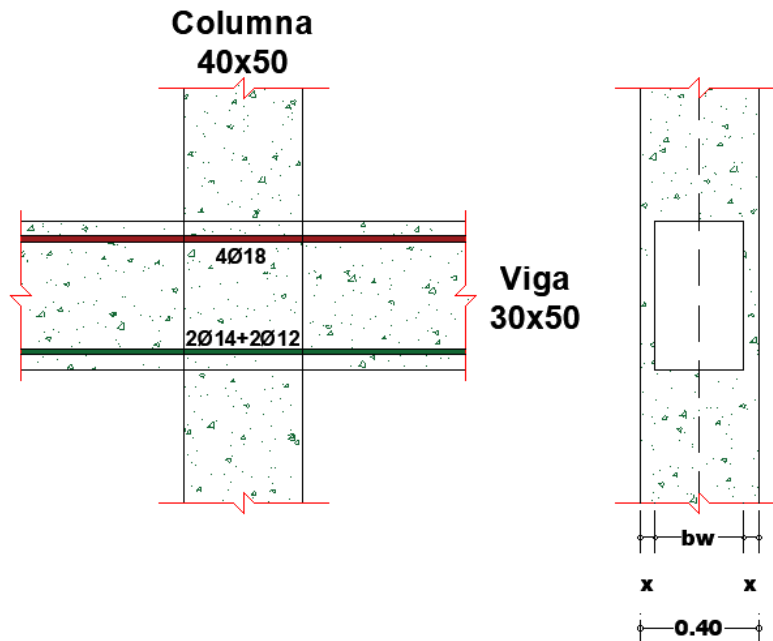
$$97707,624 \text{ kg} \geq 70553,88 \text{ kg} \text{ Correcto}$$

$$D/C \leq 1$$

$$\frac{70553,88 \text{ kg}}{114950,15 \text{ kg}} \leq 1$$

$$0,614 \leq 1 \text{ Correcto}$$

Área efectiva del nudo



En función de la geometría mostrada en la figura, se determina el valor de "x" que corresponde a la distancia restante entre el borde exterior de la viga y la esquina de la columna. Por lo tanto, x será igual a:

$$x = \frac{40 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 5 \text{ cm}$$

Para calcular el ancho efectivo, es recomendable alinear la viga de manera centrada respecto a la columna, ya que esto favorece un mejor confinamiento. En base a ello, se considera lo siguiente:

$$b_j = B + 2x$$

$$b_j = 30 \text{ cm} + 2(5 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h = 40 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2$$

$$V_{ej} = 1,25 * (A_{s \text{ sup}} + A_{s \text{ inf}}) * f_y + V_c$$

Se procede a verificar la conexión a cortante, que tiene relación con el acero longitudinal de la viga donde se omite el aporte del cortante de la columna para simplificar el análisis.

$$V_{ej} = 1,25 * (10,30 \text{ cm}^2 + 5,34 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kg/cm}^2 + 0$$

$$V_{ej} = 82110 \text{ kg} = 82,11 \text{ Ton}$$

Se verifica que:

$$b_w \geq 0,75B_c$$

$$30 \text{ cm} \geq 0,75(40 \text{ cm})$$

$$30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

A continuación, la tabla 227 presenta un resumen de la resistencia nominal del nodo interior de análisis.

**Tabla 227** Verificación de la resistencia nominal del nodo.

<b>Resistencia nominal del nodo</b>		
Criterio 1	El análisis se está llevando a cabo en un nodo intermedio. La verificación se está llevando a cabo en una columna interior, la cual está conectada a vigas continuas en ambos lados.	Cumple
Criterio 2	El ancho de la viga transversal es, como mínimo, igual a las tres cuartas partes del ancho de la cara de la columna, se considera que el nodo está confinado.	Cumple

Resistencia nominal del nodo

$$V_{nj} = 5,3 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

$$V_{nj} = 5,3 * 1 * \sqrt{240} * 2000 = 164214,4939 \text{ kg} = 164,21 \text{ Ton}$$

Chequeo de cortante

$$\phi V_{nj} > V_{nj}$$

$$139,5785 \text{ Ton} > 82,11 \text{ Ton (Correcto)}$$

## 4.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La tabla 228 presenta un resumen de resultados del dimensionamiento, ubicación y refuerzo longitudinal de las zapatas del pabellón educativo de 3 pisos aplicando la normativa NEC 15 y ASCE 7-22.

**Tabla 228** Dimensionamiento de zapatas y refuerzo longitudinal

Resumen de refuerzo longitudinal de zapatas				
Tipo	Dimensiones		Ubicación	Acero
Centrales (Z5, Z6, Z7)	A	2,05 m	B2 - B3 - G2 - G3	12Ø14mm@17cm
	B	2,15 m		13Ø14mm@16cm
	H	0,30 m		Replanteo 5cm
	A	2,15 m	C2 - C3 - F2 - F3	13Ø14mm@17cm
	B	2,05 m		13Ø14mm@16cm
	H	0,30 m		Replanteo 5cm
	A	2,15 m	D2 - E2	14Ø14mm@15cm
	B	2,05 m		13Ø14mm@16cm
	H	0,30 m		Replanteo 5cm
	A	1,95 m	D3 - E3	13Ø12mm@15cm
	B	1,85 m		12Ø12mm@15cm
	H	0,30 m		Replanteo 5cm
Perimetrales (Z2, Z3, Z4)	A	1,45 m	A2 - A3 - H2 - H3	9Ø10mm@16cm
	B	1,55 m		10Ø10mm@15cm
	H	0,25 m		Replanteo 5cm
	A	1,60 m	B1 - B4 - G1 - G4 - C1 - C4 - F1 - F4 - D1 - E2	13Ø10mm@12cm
	B	1,60 m		13Ø10mm@12cm
	H	0,25 m		Replanteo 5cm
	A	1,35 m	D4 - E4	10Ø10mm@13cm
	B	1,35 m		10Ø10mm@13cm
	H	0,25 m		Replanteo 5cm
Esquinas (Z1)	A	1,25 m	A1 - A4 - H1 - H4	7Ø10mm@18cm
	B	1,25 m		7Ø10mm@18cm
	H	0,25 m		Replanteo 5cm

# CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 5.1 CONCLUSIONES

Se ha presentado el diseño y modelado de un bloque de aulas, véase anexos 1,2,3 y 4, que cumple con los lineamientos normativos establecidos tanto en la ASCE 7-22 y NEC 2015, el modelo estructural presentado demuestra un comportamiento eficiente frente a eventos sísmicos, manteniendo parámetros de diseño dentro de su límite permitido y garantizando la estabilidad de la edificación, eso concluye que la propuesta cumple con la parte técnica que establecen ambas normas.

Se cumplió con el diseño eficiente de la infraestructura, en donde se estima que para las aulas grandes cuyas dimensiones fueron de 8.70 m x 5.20 m tienen una capacidad de aproximadamente 45 estudiantes y para aulas medianas con una dimensión de 4.20 m x 7.00 m podrían albergar alrededor de 29 estudiantes teniendo en cuenta un radio de 1m<sup>2</sup> por alumno.

Para identificar el tipo de suelo se utilizó el concepto de homologación, donde se identificó una compatibilidad entre el cantón Santa Elena y localidad de Oakland ubicado en el estado de California, bajo ambas normativas se obtuvo una respuesta estructural coherente, para la región ecuatoriana se adoptó un suelo tipo E, mientras que para la zona del estado americano se trabajara con un suelo tipo DE, que en conjunto con el aplicativo ASCE 7 Hazard Tool es posible obtener los datos necesarios para el diseño de los espectros multiperiodos y dos periodos, además, se debe tener en cuenta que en ciertos rangos del periodo, la forma del espectro y la aceleración espectral presentan diferencias significativas que inciden en la demanda sísmica.

Para una asegurar que la edificación cumpla con los parámetros técnicos de ambas, se partió de un prediseño que genero resultados deficientes, la aplicación de columnas interiores rectangulares de 30x40 y exteriores de 30x30 que en conjunto con vigas peraltadas y la incorporación de espectros de diseño para los tipos de suelo DE y E generaron derivas máximas de piso del 3,4% tanto en la dirección X

como la dirección Y excediendo los valores permitidos en la normativa NEC, en la normativa americana se presentaron derivas máximas del 2,3%, resultados que no cumplen con lo estipulado en el código ASCE. La estructura presentó irregularidad torsional en el sentido Y, los periodos de vibración del análisis modal correspondían a 0,701 segundos en dirección "X" y de 0,667 segundos en dirección "Y", estos resultados eran mayores a los límites máximos permitidos del  $1.3T_a$  y  $1.4T_a$  descritos en la normativa. La estructura realizó un reajuste en el cortante estático y cortante dinámico, sin embargo, los desplazamientos seguían siendo inadecuados durante los dos primeros modos. Y, por lo tanto, se realizó un redimensionamiento en la rigidez de los elementos estructurales para contrarrestar los efectos ocasionados por el sismo estático y sismo dinámico. El proceso de ajuste de los elementos estructurales permitió corregir las deficiencias iniciales cumpliendo con las demandas de flexocompresión y controlando los desplazamientos excesivos. Para ello, se utilizaron columnas esquineras de 45cm x 45cm, perimetrales de 40cm x 40cm, perimetrales laterales de 40cm x 50cm, y en las zonas internas se emplearon columnas rectangulares de 40cm x 50cm y 50cm x 40cm. Estas secciones contaron con una cuantía de acero longitudinal entre el 1,2% y 1,5% y refuerzo transversal con estribos de 10mm y 12mm con separaciones de 10 cm según el análisis a cortante. La adecuada distribución de estos elementos permitió una reducción significativa de las fuerzas sísmicas. En el análisis dinámico, se escalaron los cortantes basales y se controlaron los desplazamientos, alcanzando derivas máximas del 1,8% según la normativa NEC y del 1,14% con la normativa ASCE, además de la disminución de la irregularidad torsional con resultados por debajo del 1,2 que es el valor máximo permitido. Así mismo se alcanzó una participación del 100% de masas en el análisis modal, mientras que la rotación se mantuvo controlada con valores máximos del 0,14% respecto al desplazamiento traslacional en los primeros modos. Para la rigidez del sistema y el control de los periodos de vibración, se emplearon vigas peraltadas de 25cm x 50cm en la dirección X y 30 cm x 50 cm en la dirección Y, cumpliendo con los criterios de acero máximo y acero mínimo obtenidos a partir de la envolvente de diseño. Asimismo, se verificó y se cumplió con el diseño transversal de todos los elementos. Finalmente, los periodos de vibración se redujeron, obteniéndose valores de 0,46 y 0,471 segundos, ubicándose dentro de los límites normativos, correspondientes a  $1.3T_a$  y  $1.4T_a$ , respectivamente.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda prestar especial atención al control de derivas y efectos torsionales desde las etapas iniciales del diseño. El análisis demostró que un predimensionamiento basado principalmente en cargas gravitacionales fue insuficiente para cumplir con los exigentes requisitos sísmicos. Realizar un chequeo preliminar de estos parámetros puede ahorrar tiempo y optimizar el diseño final.
- Para proyectos en zonas del Ecuador donde no se disponga de un catálogo extenso de registros sísmicos locales, se recomienda el uso del método de homologación espectral como una herramienta práctica y válida. Este procedimiento permite aplicar de forma rigurosa los criterios de normativas internacionales avanzadas como la ASCE 7-22.
- Realizar un análisis de desempeño a las estructuras existentes y posteriores a su construcción, para premeditar y corregir las deficiencias estructurales que presentan aquellas edificaciones que han sido elaboradas con normativas que han dejado de estar vigentes durante largos periodos, socializar con las instituciones que en la actualidad presentan problemas en sus instalaciones.
- Conocer en detalle las características del terreno mediante un estudio geotécnico completo. Para ello, es fundamental la ejecución de ensayos in situ como el SPT, identificar la presencia del nivel freático, así como conocer la capacidad portante real del terreno, factores determinantes para un diseño seguro y eficiente.
- Finalmente, A partir de los resultados obtenidos del análisis estructural, los resultados de la normativa americana reflejaron un incremento en sus solicitaciones de diseño, por lo tanto, es necesario buscar una actualización en la normativa ecuatoriana que pueda acoplarse a los nuevos reglamentos de las normas internacionales.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22). 1*
- Aquilla Morocho, D. C., Belduma Coronel, S. M., Duran Pineda, A. C., López López, E. S., & Pineda Castillo, M. J. (2023). Análisis de la Realidad Educativa del Ecuador [Trabajo de maestría, Universidad Nacional de Loja]. 2 Scribd. <https://es.scribd.com/document/737092225/REALIDAD-docx>*
- Castrillón, E. A. (2016). Sistema estructural aporticado. Repositorio Institucional Universidad Piloto de Colombia. 3 <https://repository.unipiloto.edu.co/handle/20.500.12277/2236>*
- Ching Ávalos, S. V., & Cevallos López, S. A. (2021). Diseño estructural del bloque de aulas de EGB perteneciente al Colegio Alemán Humboldt ubicado en el cantón Samborondón [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil]. 4 Repositorio Institucional UCSG. <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/16723>*
- Chunga, K. (2019). Evaluación del peligro sísmico en el Golfo de Guayaquil y su influencia en la seguridad de las obras portuarias [Tesis de maestría, Escuela Superior Politécnica del Litoral]. 5 Repositorio Institucional de la ESPOL. <https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/46881>*
- Esquivel Zavala, F. E. (2018). Análisis de la influencia de la irregularidad torsional en la respuesta sísmica de edificaciones de concreto armado [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. 6 Repositorio Académico UPC. <https://hdl.handle.net/10757/625348>*

Gómez, R., & Maldonado, E. (2015). *Torsión en edificios*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. 7

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México [UNAM]. (2018). *Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo*. 8 <http://www.iingen.unam.mx/es-mx/Publicaciones/Paginas/Libro/ManualdeDisenodeObrasCivilesDisenoporSismo.aspx>

Instituto Geofísico - EPN. (2019). *Informe Sísmico Especial No. 2 - Terremoto de Pelileo, 5 de agosto de 1949*. 9 <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1715-informe-sismico-especial-n-2-2019>

Larraín, A. (2018). *Diseño Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado en Chile*. Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales (AICE). 10

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-DS: Peligro sísmico - Diseño sismorresistente*. 11

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-GC: Geotecnia y cimentaciones*. 12

Mite, B. S. (2024). *Análisis estructural sismo-resistente de hormigón armado para la creación de bloques de aulas para unidad educativa mediante las normas ASCE 7-22 y NEC 2015* [Tesis de pregrado, Universidad Estatal Península de Santa Elena]. 13 Repositorio Institucional UPSE. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/10602>

Navarro de León, M. A. (2023). *Diseño de un módulo de aulas sismorresistente para la unidad educativa "Dr. Luis Céleri Avilés" del cantón Salinas, provincia de Santa Elena* [Tesis de pregrado, Universidad de Guayaquil]. 14 Repositorio Institucional de la Universidad de Guayaquil. <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/69204>

- Núñez León, F. A. (2012). *Diseño de elementos de concreto armado I*. Repositorio Institucional Universidad Nacional de Ingeniería. 15 <http://hdl.handle.net/20.500.14076/13359>
- Párraga, G. E. (2020). *Análisis de la respuesta sísmica del suelo en la ciudad de Portoviejo mediante registros de vibración ambiental [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]*. 16 Repositorio Institucional PUCE. <https://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/18529>
- Patiño, D. F. (2018). *Análisis de la respuesta sísmica de muros de hormigón armado de baja altura mediante el método pushover [Tesis de maestría, Universidad de Cuenca]*. 17 Repositorio Institucional de la Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31417>
- Plubins Canessa, M. A. (2008). *Comportamiento sísmico de conexiones viga-columna en estructuras prefabricadas de hormigón armado [Tesis de maestría, Universidad de Chile]*. 18 Repositorio Académico de la Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102604>
- Rodríguez Regalado, N. F., & Salvatierra Ponce, G. A. (2016). *Diseño Sismo-resistente de Estructura Para Aulas de Clase Ampliación del Colegio Técnico Salinas Siglo XXI Ubicado en la Parroquia José Luis Tamayo Provincia de Santa Elena [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]*. 19 Repositorio Institucional UPS. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/13444>
- Ruiz García, A., Gilar Corbí, R., & Pozo Llorente, T. (2016). *Espacios de aprendizaje y desarrollo de competencias. Un estudio de caso en la formación de maestros*. *Perfiles Educativos*, 38(151), 74-92. 20
- Solorzano Chancay, F. I. (2017). *Diseño de un Bloque de Aulas Sismo-Resistente para la Unidad Educativa Eleodoro González Cañarte del Cantón Jipijapa [Tesis de pregrado, Universidad Estatal del*

*Sur de Manabí]. 21 Repositorio Institucional UNESUM.  
<http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/984>*

*Tumbaco Reyes, B. L. (2023). Diseño estructural de un edificio de hormigón armado de cuatro plantas para aulas de clases, usando la norma NEC-15 y el software ETABS v.18, en la parroquia José Luis Tamayo, cantón Salinas, provincia de Santa Elena [Tesis de pregrado, Universidad Estatal Península de Santa Elena]. 22 Repositorio Institucional UPSE.  
<https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/9459>*

*Universidad Nacional Experimental Politécnica "Antonio José de Sucre" [UNEXPO]. (2013). Sistemas constructivos mixtos en acero y concreto. Vicerrectorado Puerto Ordaz. 23*

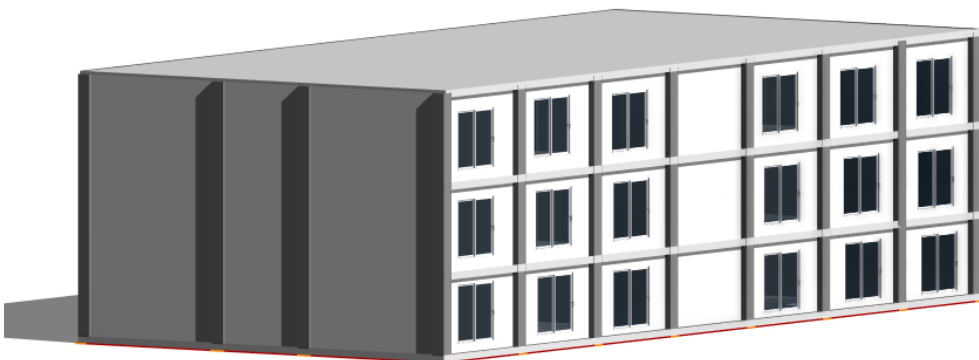
*Velaña, G. S. (2021). Diseño de una edificación de 5 niveles con el sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado, de acuerdo a la ASCE 7-16 [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. 24 Repositorio Académico UPC.  
<https://hdl.handle.net/10757/656157>*

# ANEXOS

*Anexo 1: Propuesta de plano arquitectónico 3D vista isométrica*



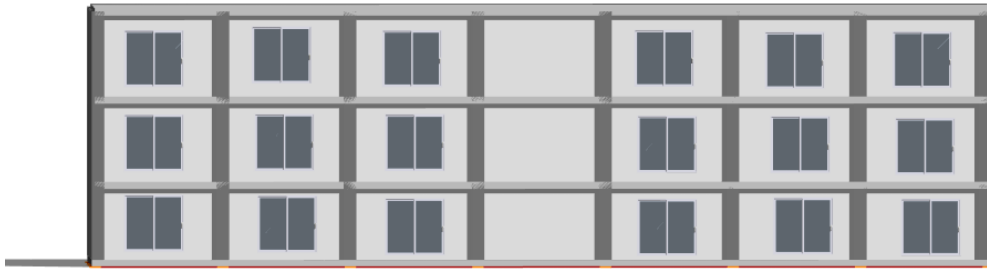
*Anexo 2: Propuesta de plano arquitectónico 3D vista isométrica*



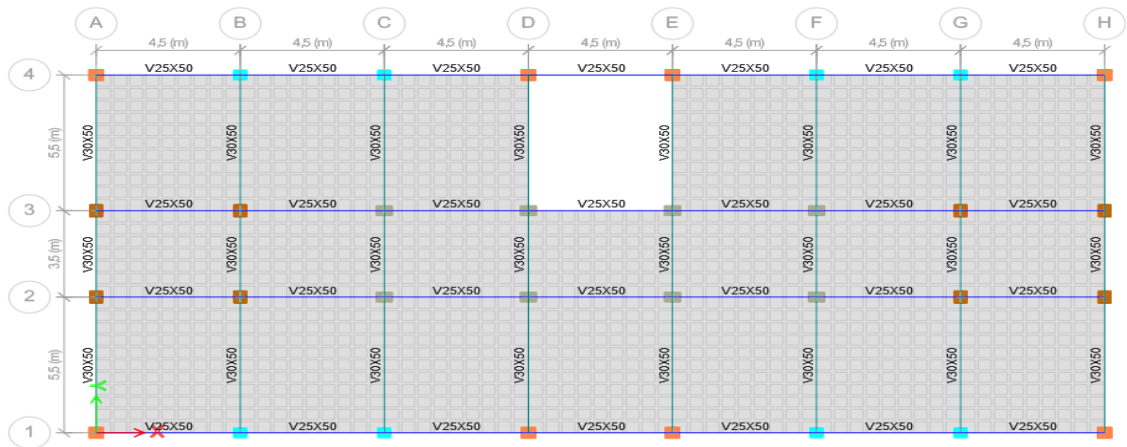
*Anexo 3: Propuesta de plano arquitectónico 3D vista frontal*



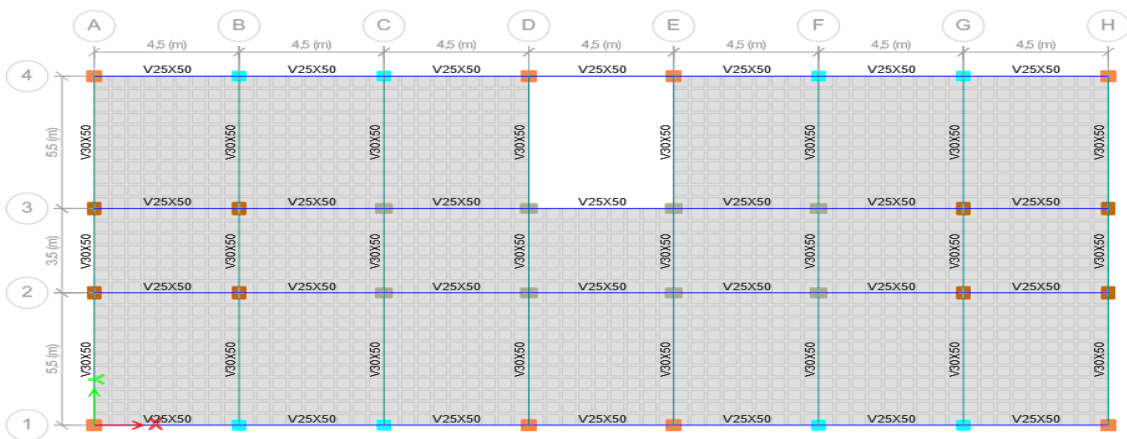
Anexo 4: Propuesta de plano arquitectónico 3D vista posterior.



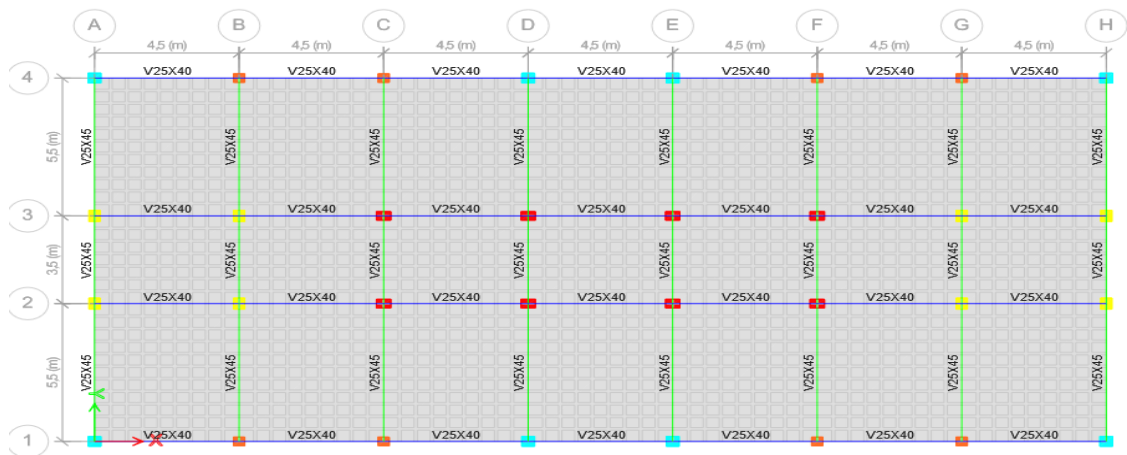
Anexo 5: Modelamiento etabs del primer piso, vista en planta.



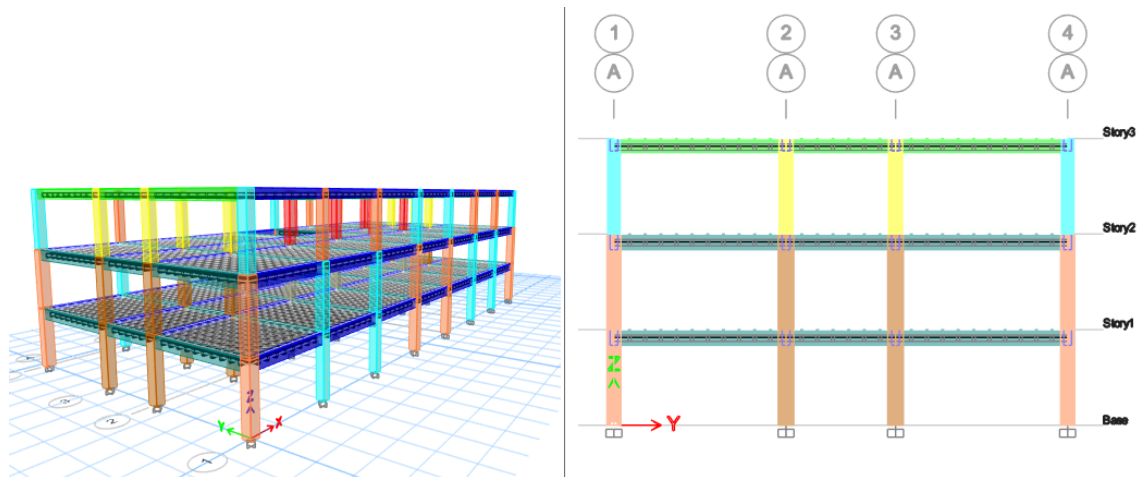
Anexo 6: Modelamiento etabs del segundo piso, vista en planta.



Anexo 7: Modelamiento etabs del tercer piso, vista en planta.



Anexo 8: Modelo tridimensional del pabellón de aulas.



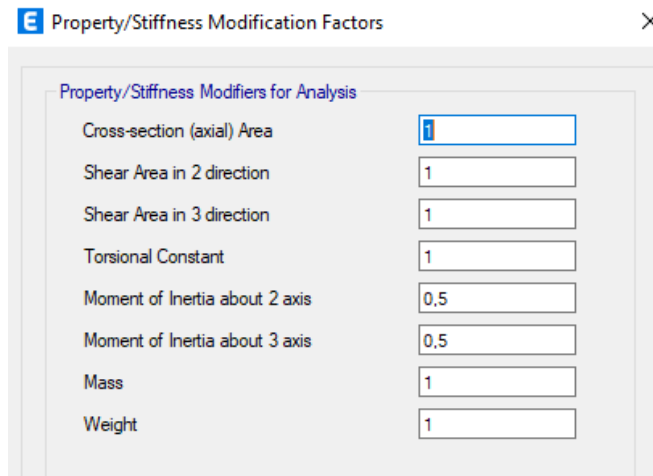
Anexo 9: Asignación de inercia en las columnas.

**E** Property/Stiffness Modification Factors ✕

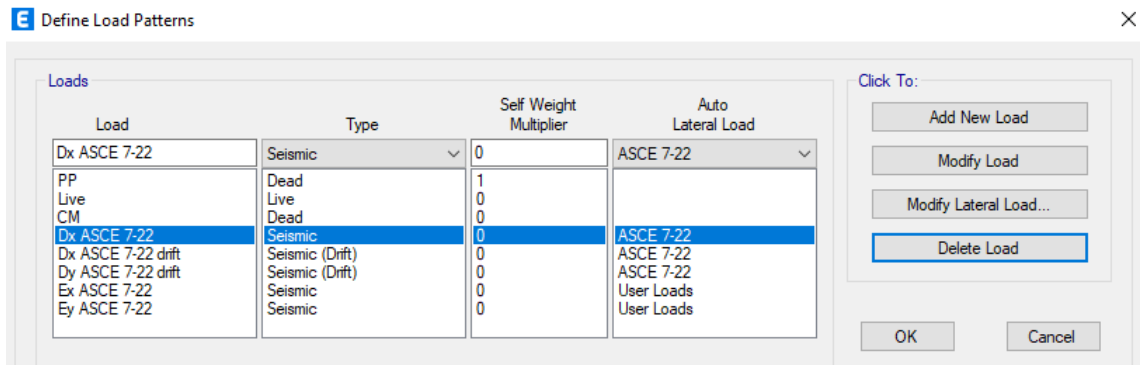
Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 2 direction	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 3 direction	<input type="text" value="1"/>
Torsional Constant	<input type="text" value="1"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="0,8"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="0,8"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

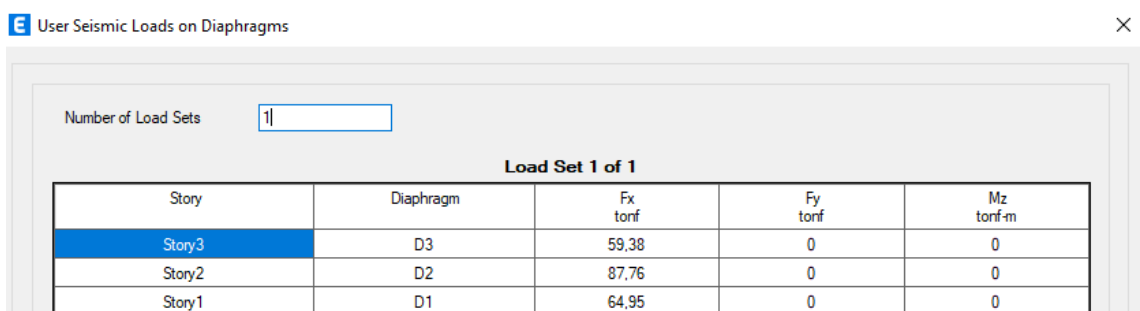
Anexo 10: Asignación de inercia en las vigas.



Anexo 11: Asignación de patrones de carga.



Anexo 12: Asignación de las fuerzas laterales en dirección X.



*Anexo 13: Asignación de las fuerzas laterales en dirección Y.*

**E** User Seismic Loads on Diaphragms ×

Number of Load Sets

**Load Set 1 of 1**

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D3	0	59,38	0
Story2	D2	0	87,76	0
Story1	D1	0	64,95	0

*Anexo 14: Asignación de las masas participativas.*

**E** Mass Source Data ×

Mass Source Name

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
PP	1
CM	1
Live	0,25

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

*Anexo 15: Asignación de los casos de carga.*

**E** Load Cases ×

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
DX MULTI-PERIOD DE	Response Spectrum
DY MULTI-PERIOD DE	Response Spectrum
Dx ASCE 7-22 drift	Linear Static
DX TWO-PERIOD OAKLAND DE	Response Spectrum
DY TWO-PERIOD OAKLAND DE	Response Spectrum
Dy ASCE 7-22 drift	Linear Static
EX ASCE 7-22	Linear Static
EY ASCE 7-22	Linear Static

Click to:

Add New Case...

Add Copy of Case...

Modify/Show Case...

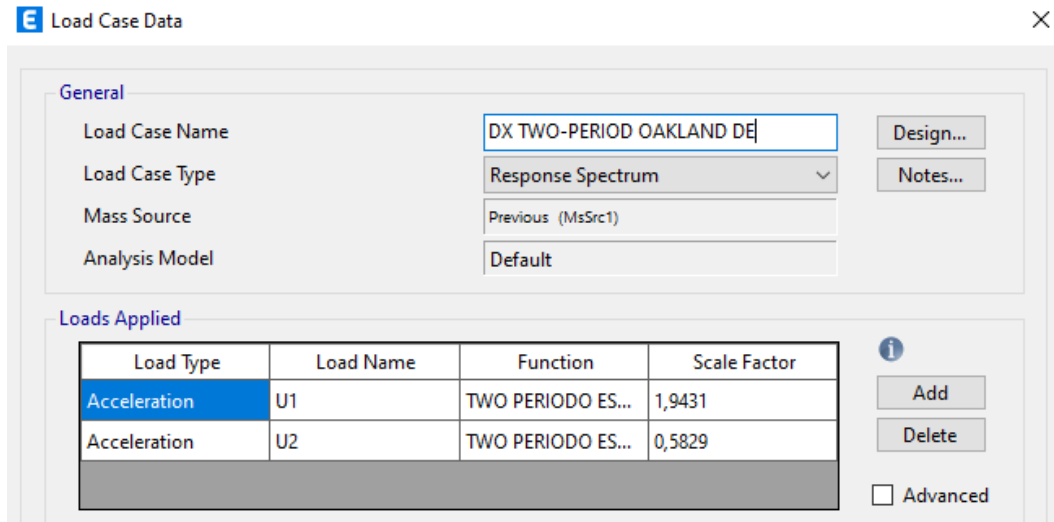
Delete Case

Show Load Case Tree...

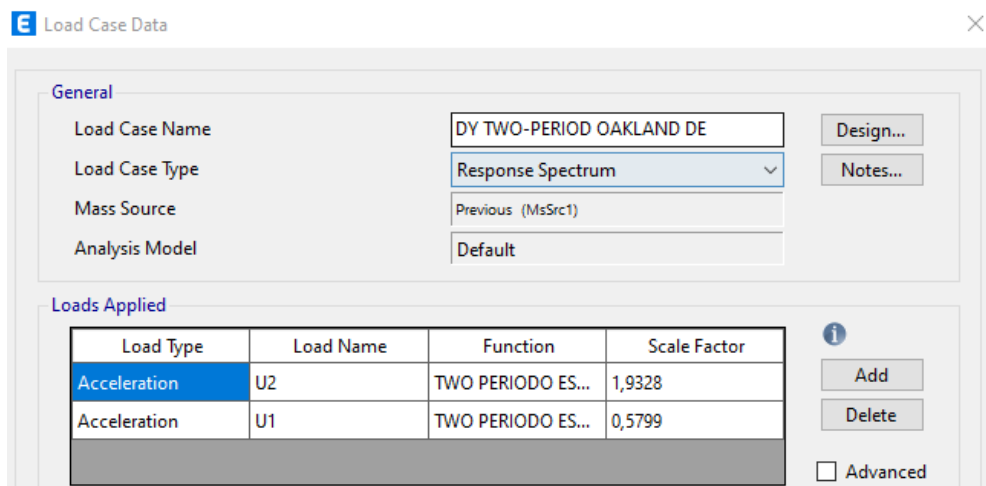
OK

Cancel

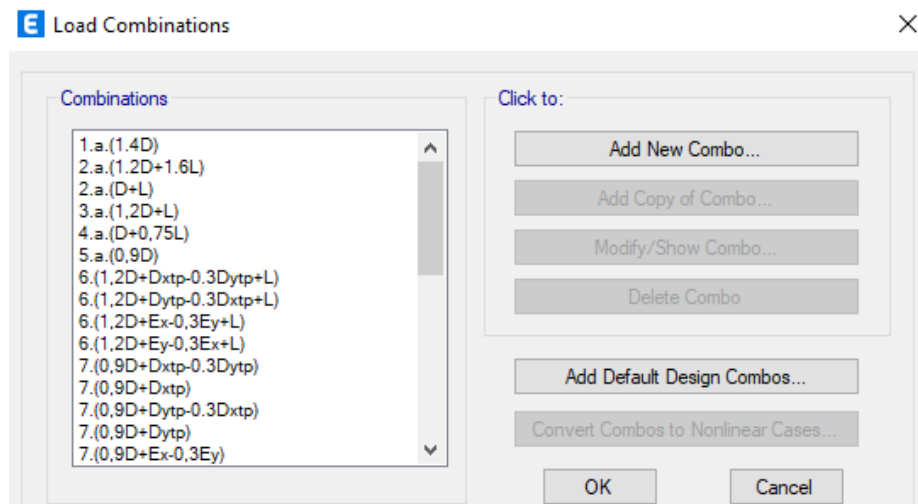
Anexo 16: Corrección del factor de escala para el sismo dinámico en dirección X.



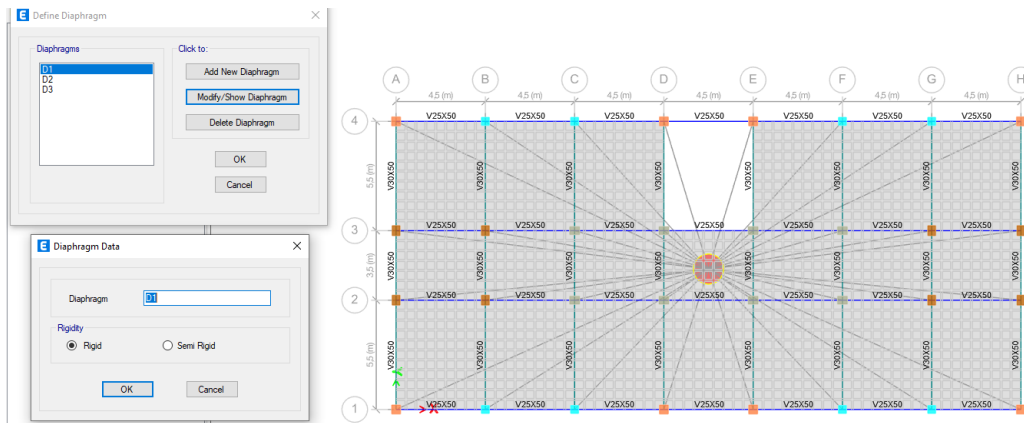
Anexo 17: Corrección del factor de escala para el sismo dinámico en dirección Y.



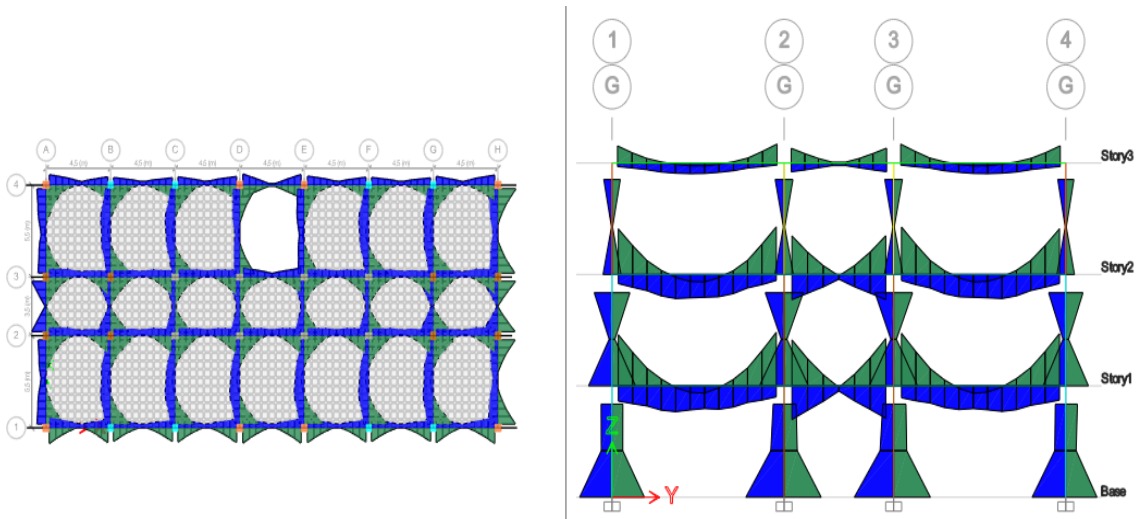
Anexo 18: Asignación de las combinaciones de carga.



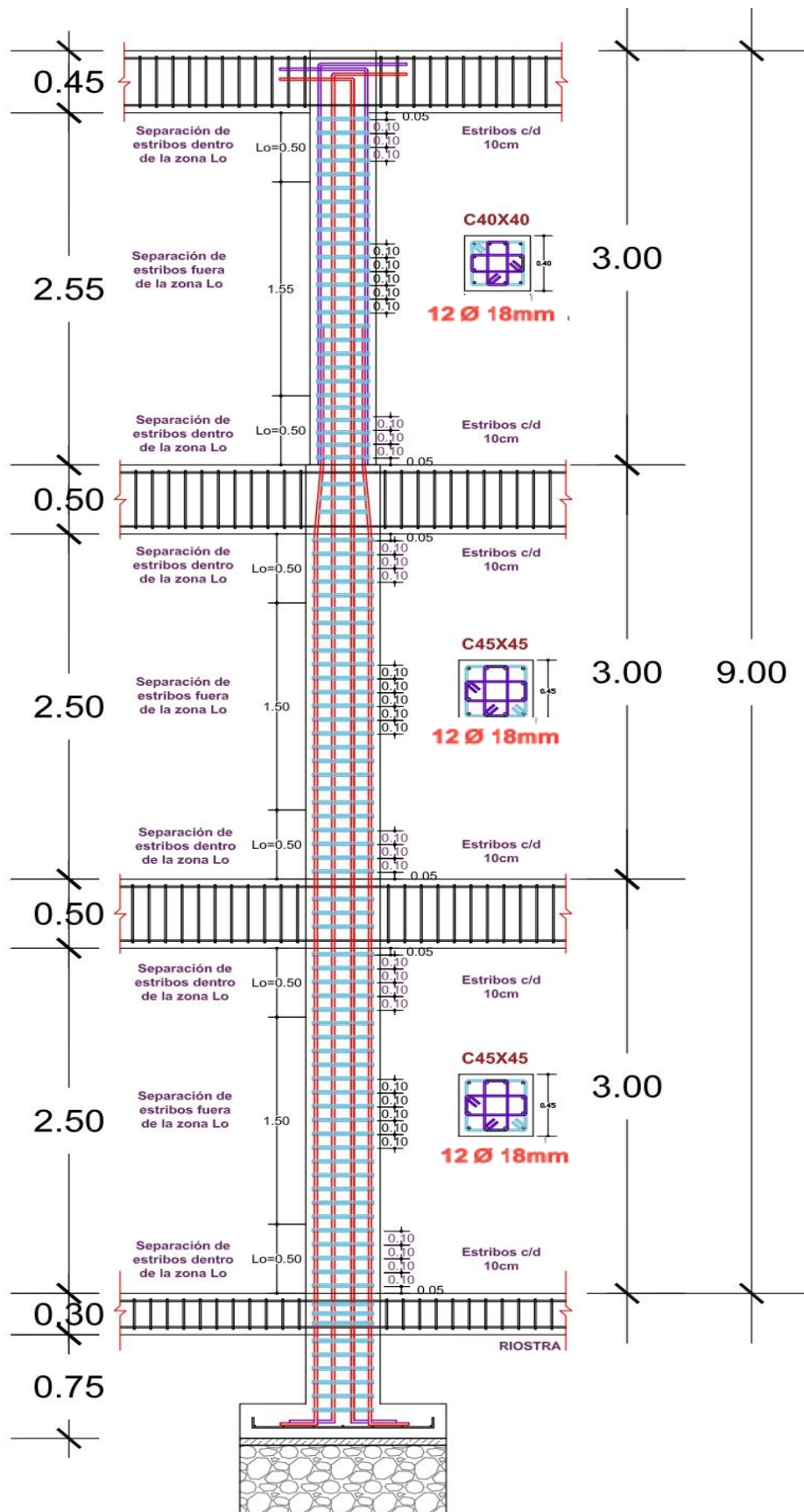
*Anexo 19: Asignación de los diafragmas rígidos por piso.*



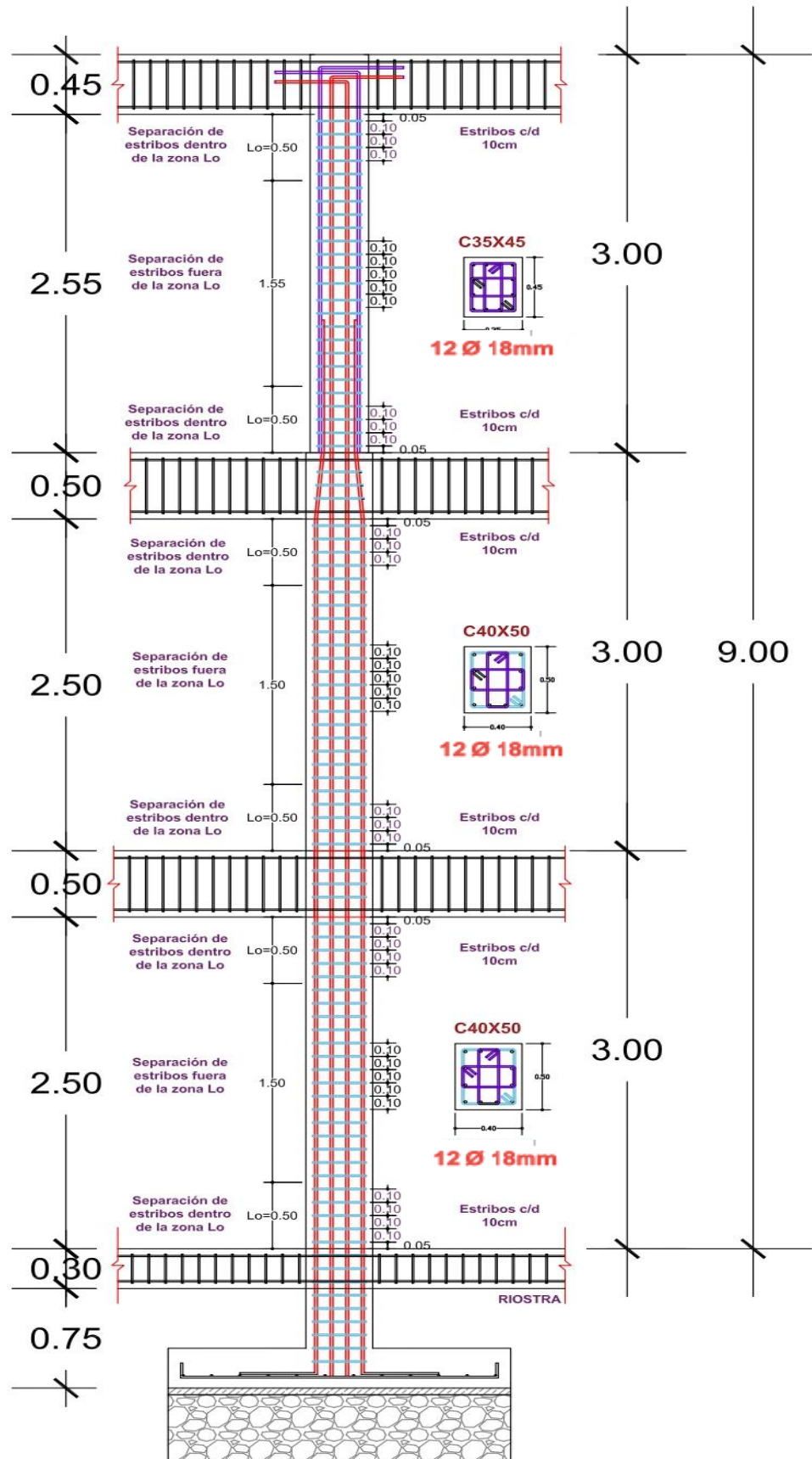
*Anexo 20: Diagrama de momentos de vigas y columnas.*



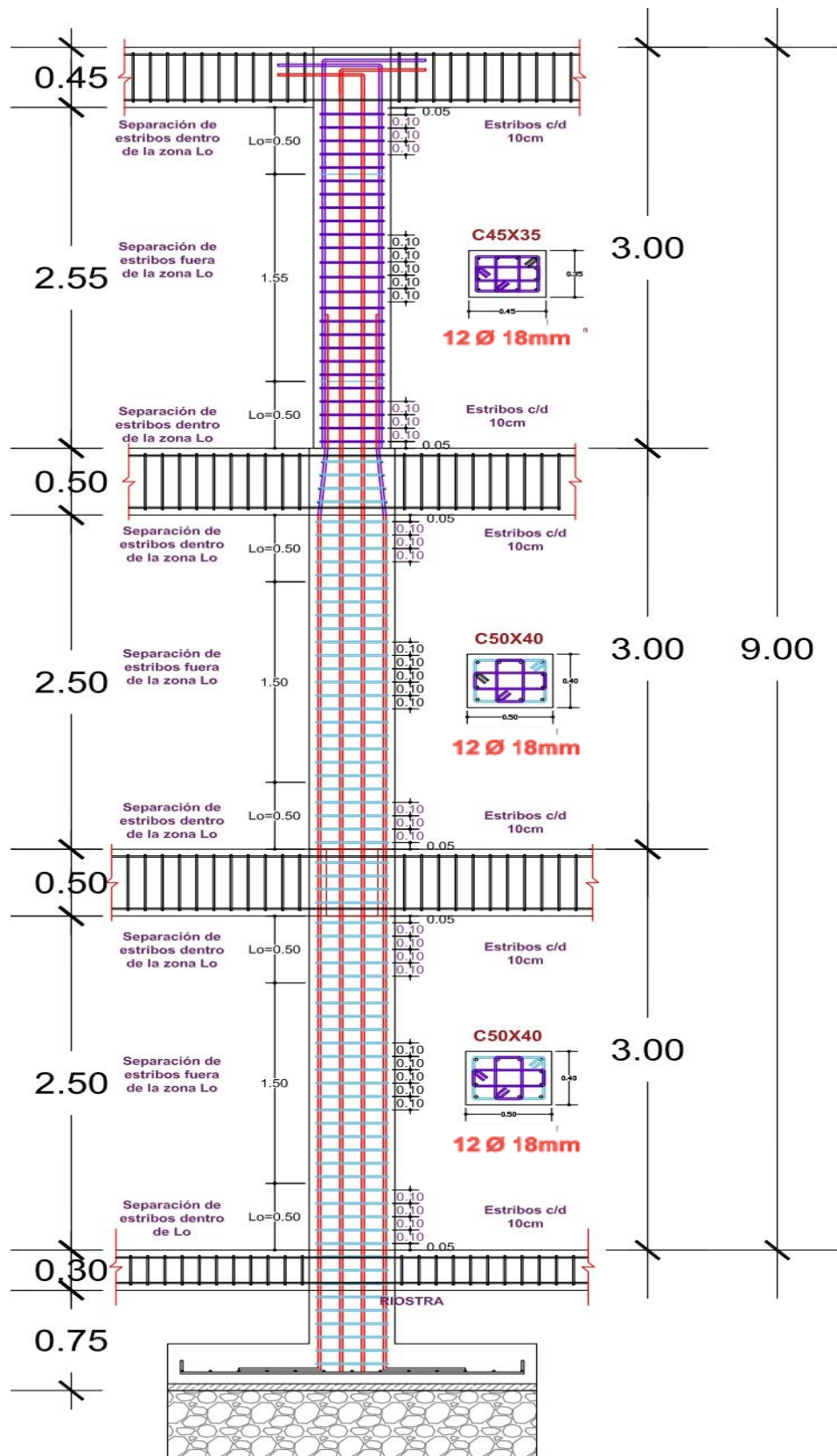
Anexo 21: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna de 45x45 y 40x40.



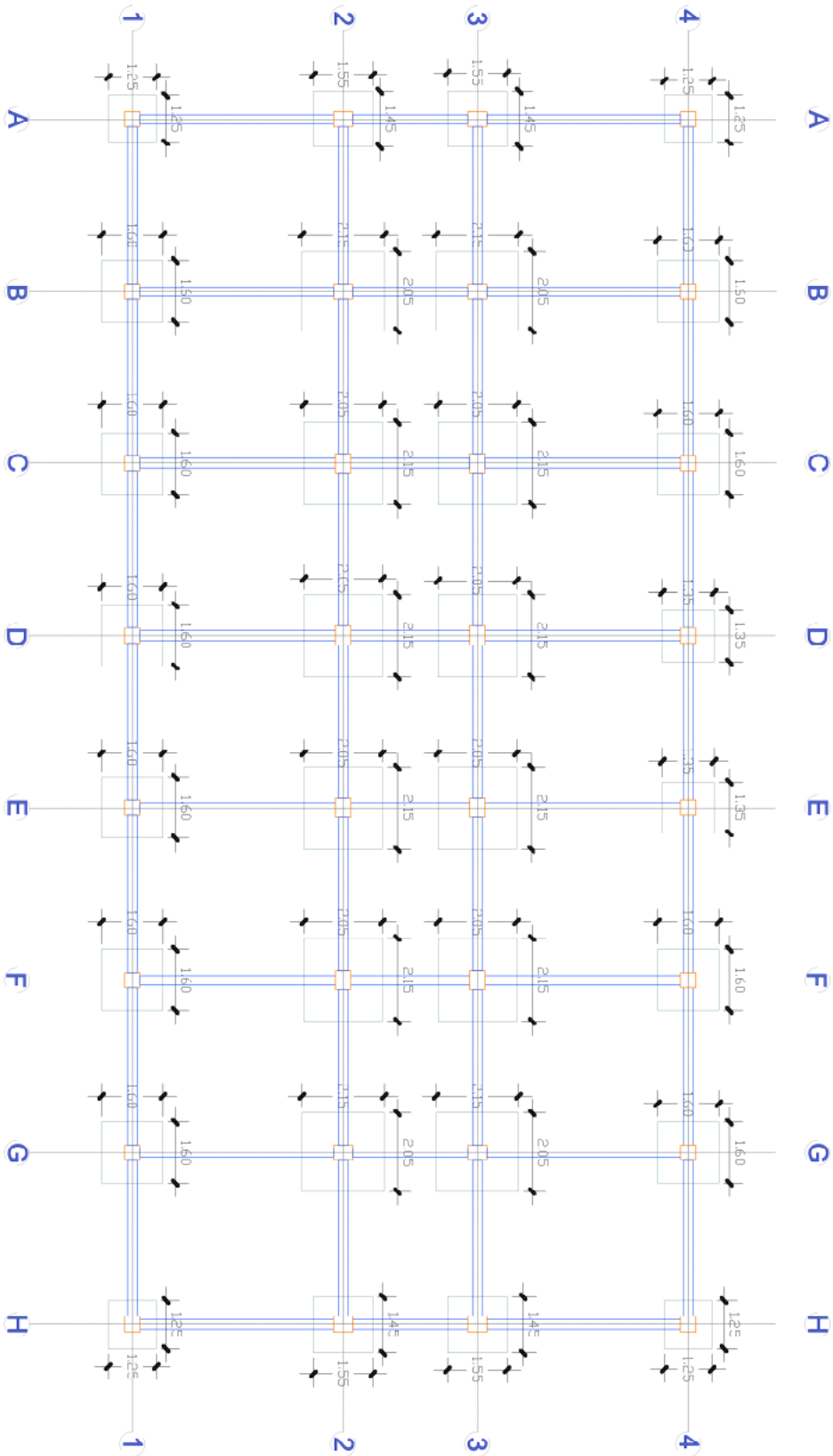
Anexo 22: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna de 40x50 y 35x45.



Anexo 23: Detalle de refuerzo longitudinal y transversal de columna de 40x50 y 35x45.

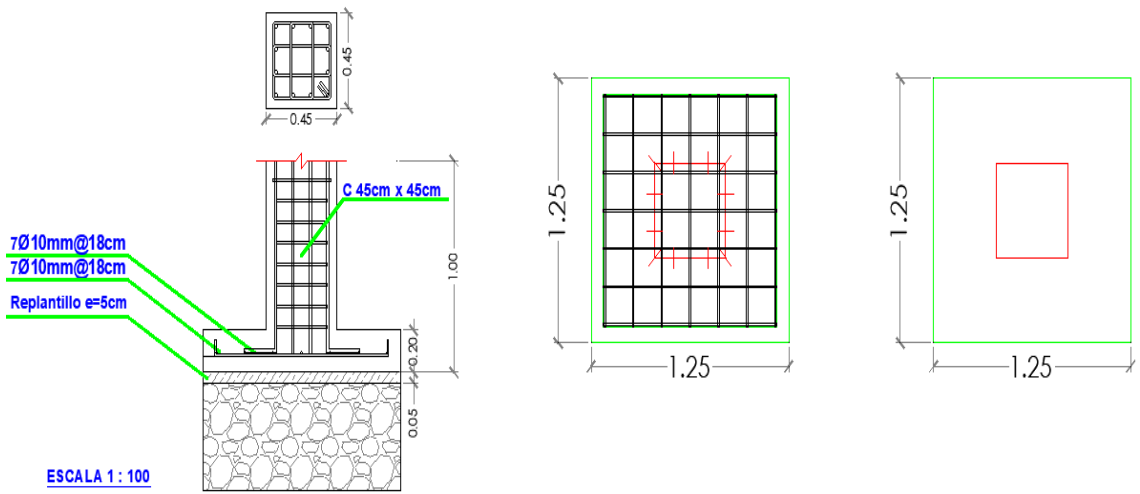


Anexo 24: Plano de cimentación, vista en planta.

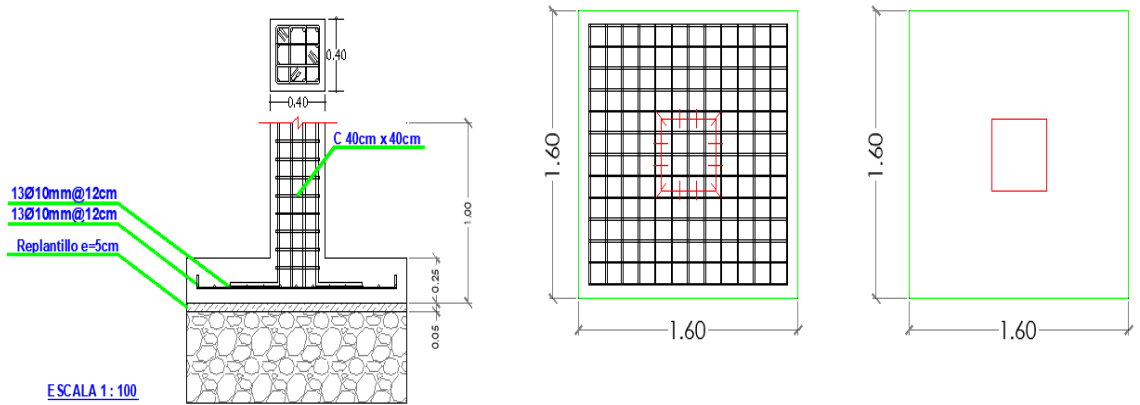


**PLANO DE CIMENTACIÓN**

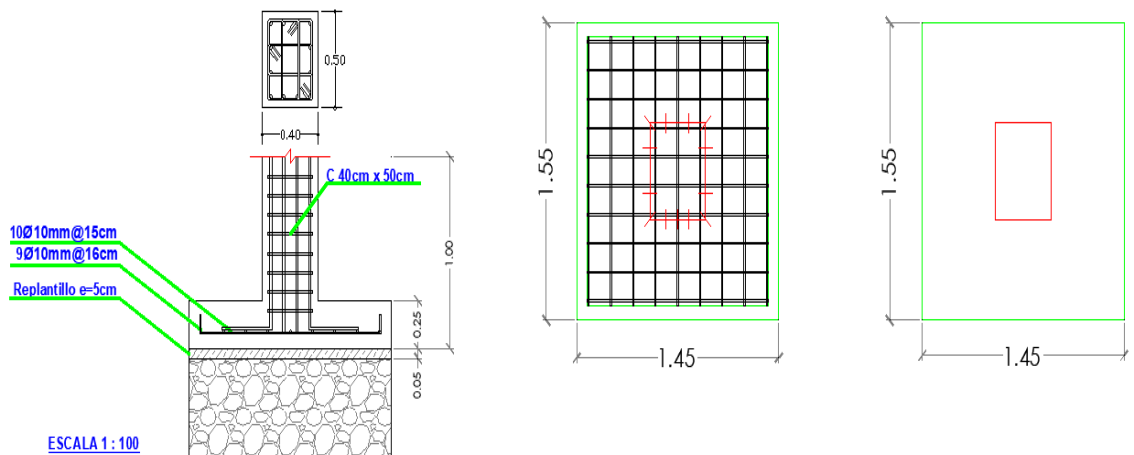
Anexo 25: Detalle de refuerzo de zapata esquinera, vista en planta y elevación.



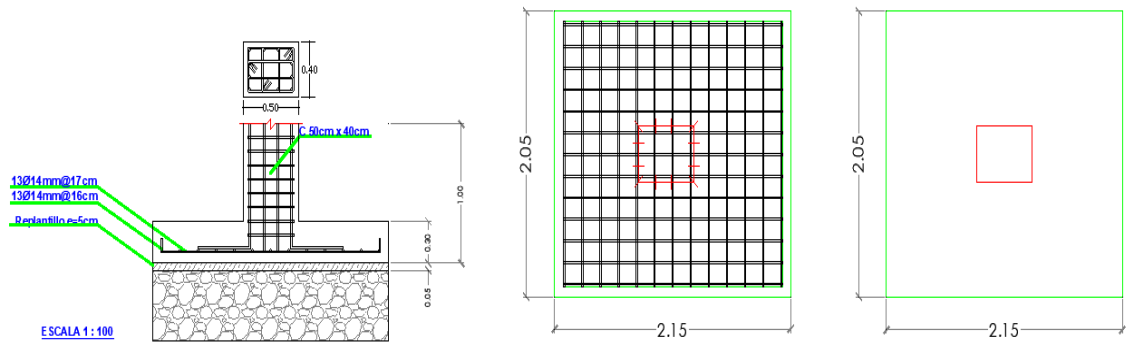
Anexo 26: Detalle de refuerzo de zapata perimetral, vista en planta y elevación.



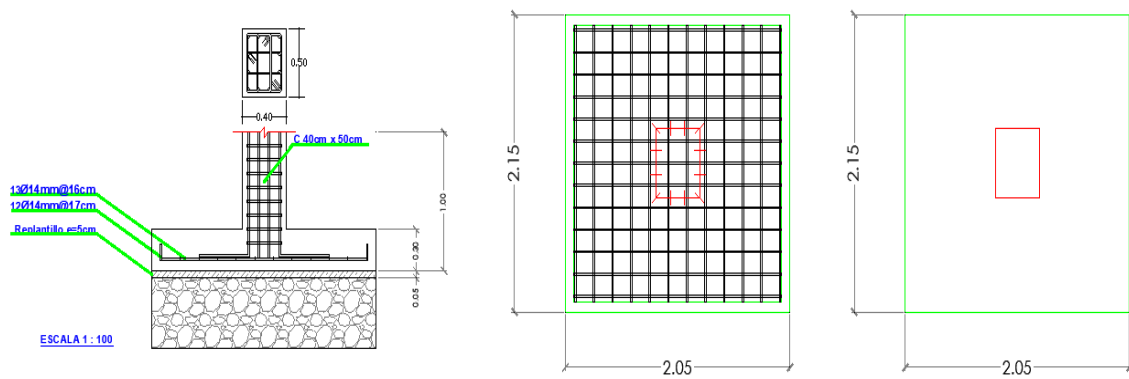
Anexo 27: Detalle de refuerzo de zapata perimetral, vista en planta y elevación.



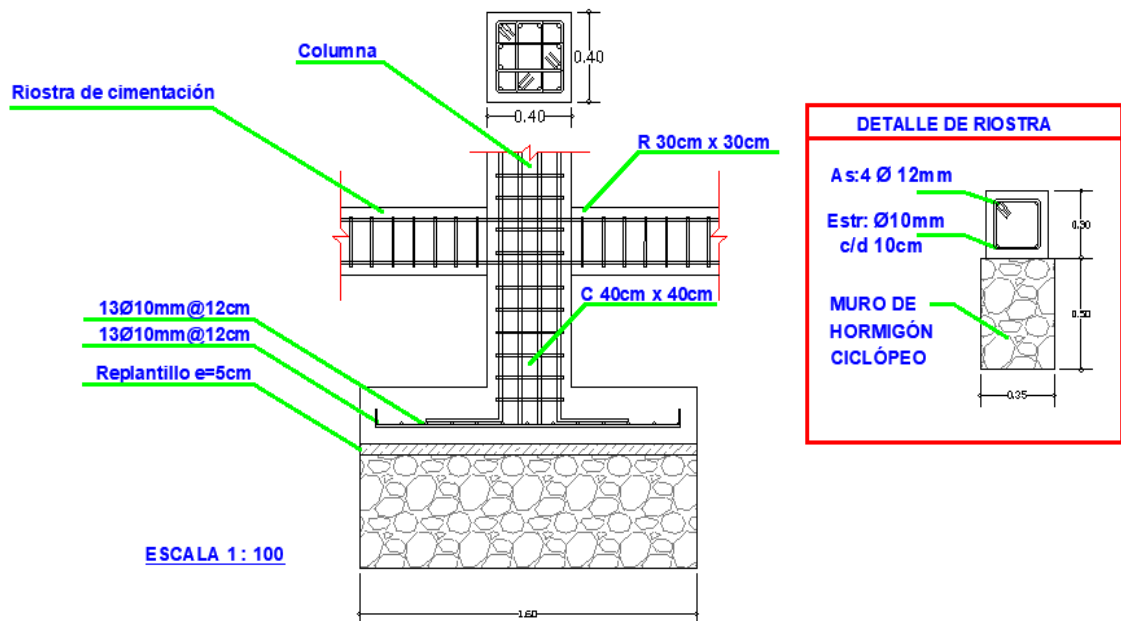
Anexo 28: Detalle de refuerzo de zapata central, vista en planta y elevación.



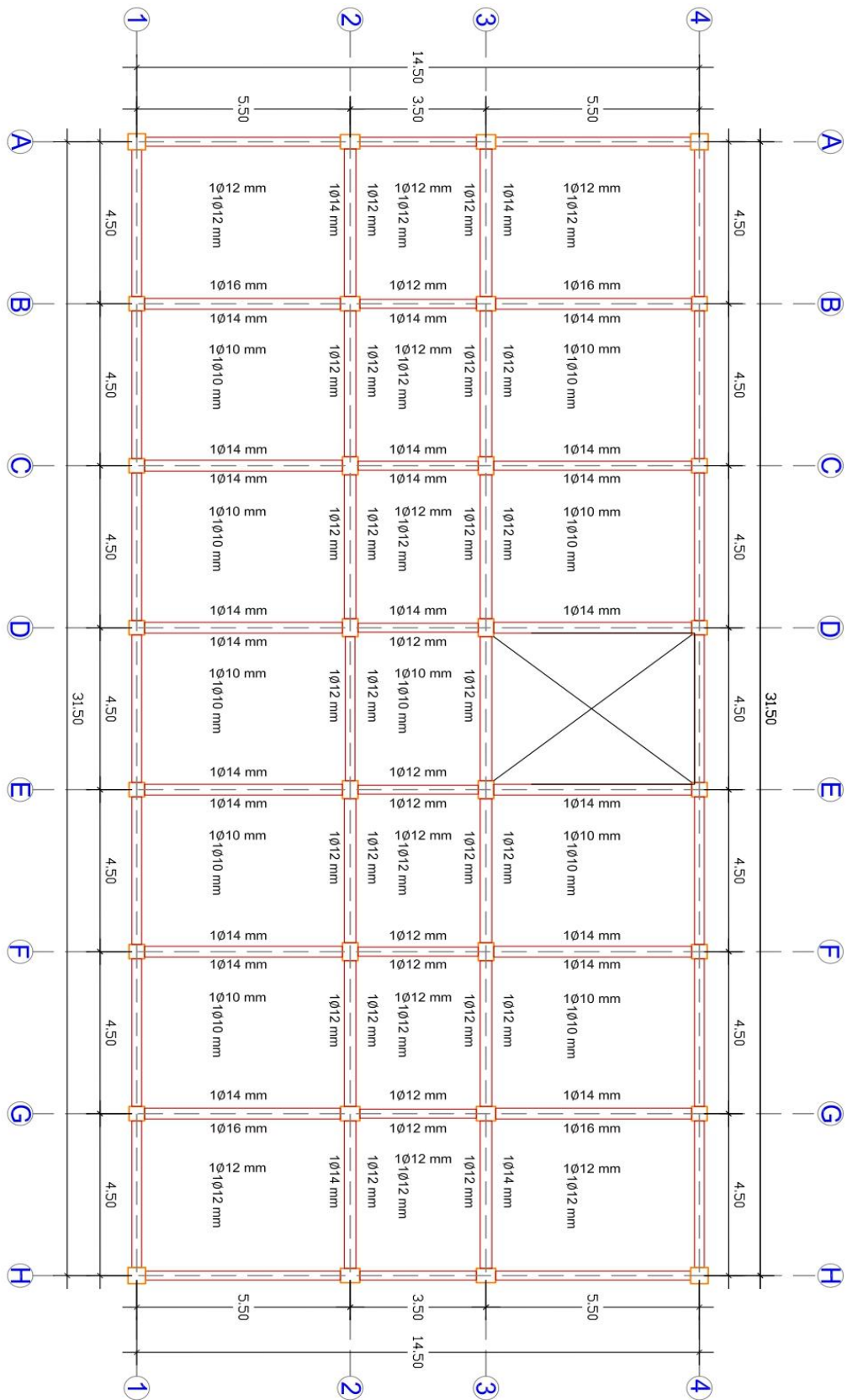
Anexo 29: Detalle de refuerzo de zapata central, vista en planta y elevación.



Anexo 30: Detalle de conexión de zapata – riostra.

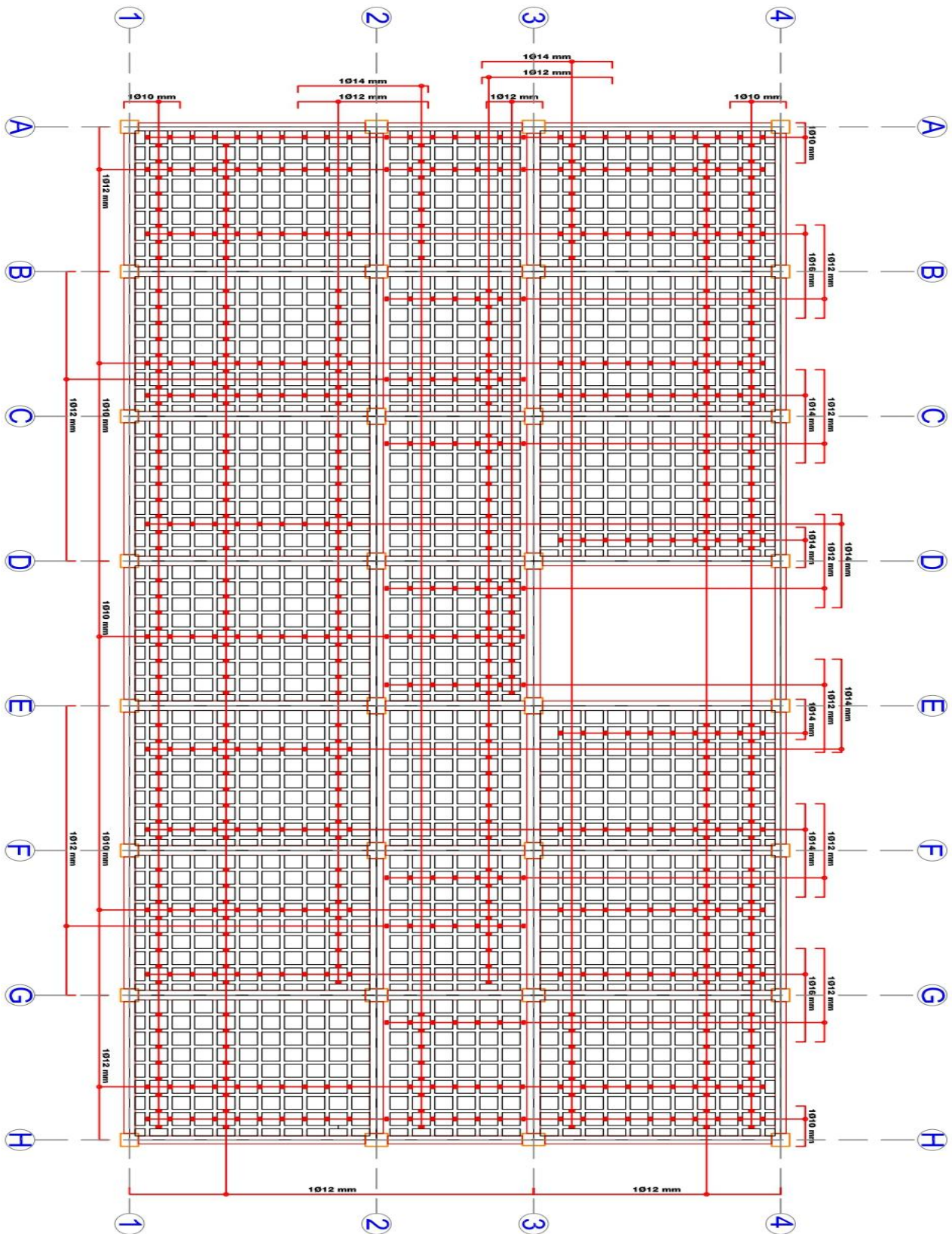


Anexo 31: Detalle de acero de nervadura en dos direcciones, vista en planta.



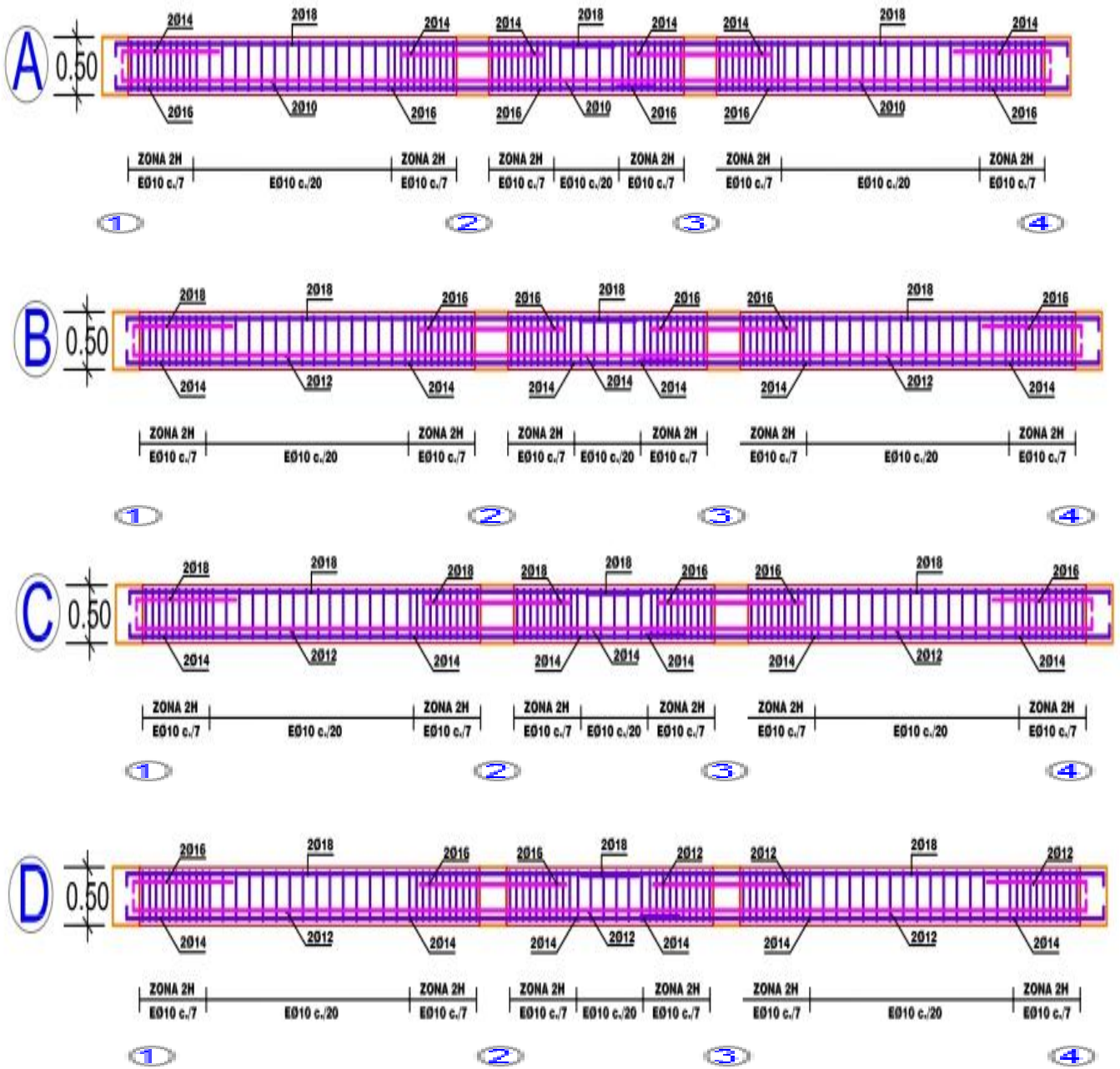
**PLANO ESTRUCTURAL DE LOSA**

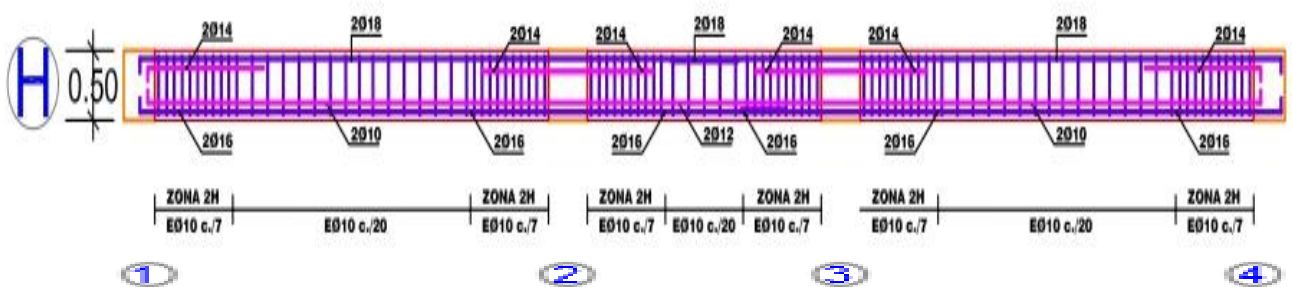
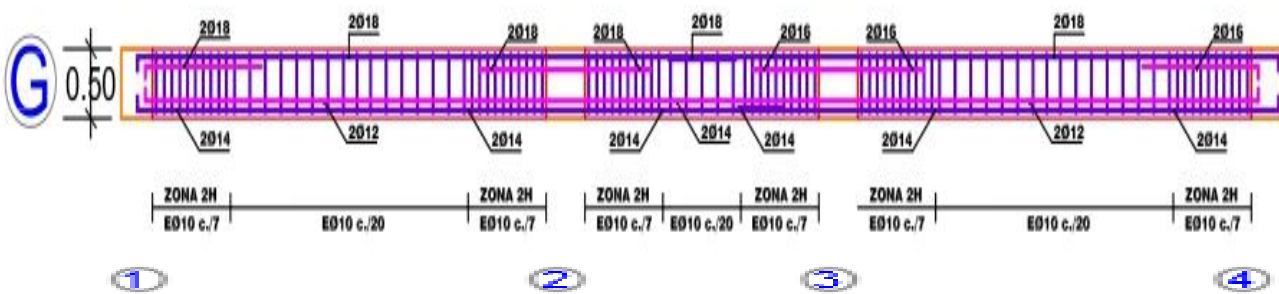
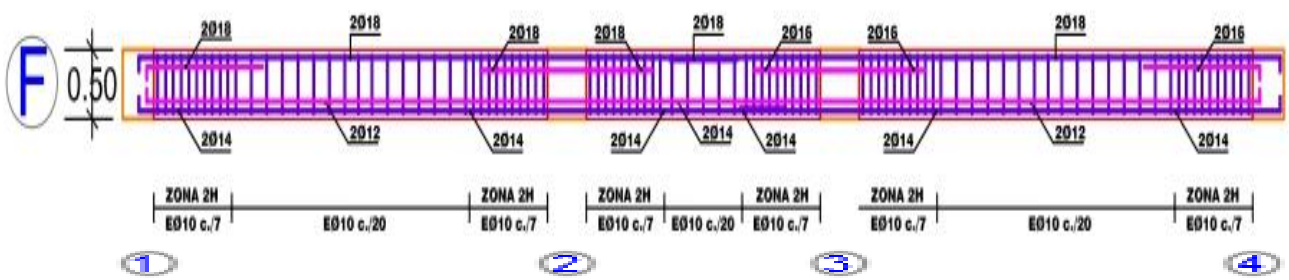
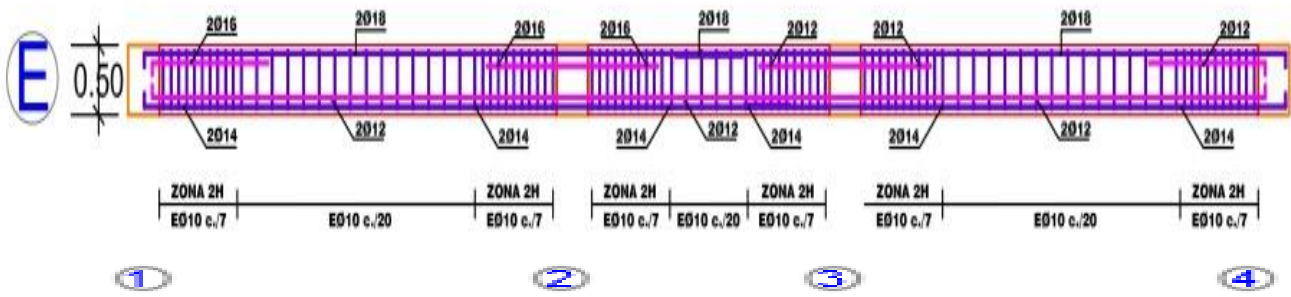
Anexo 32: Detalle de refuerzo longitudinal de losa nervada en dos direcciones.



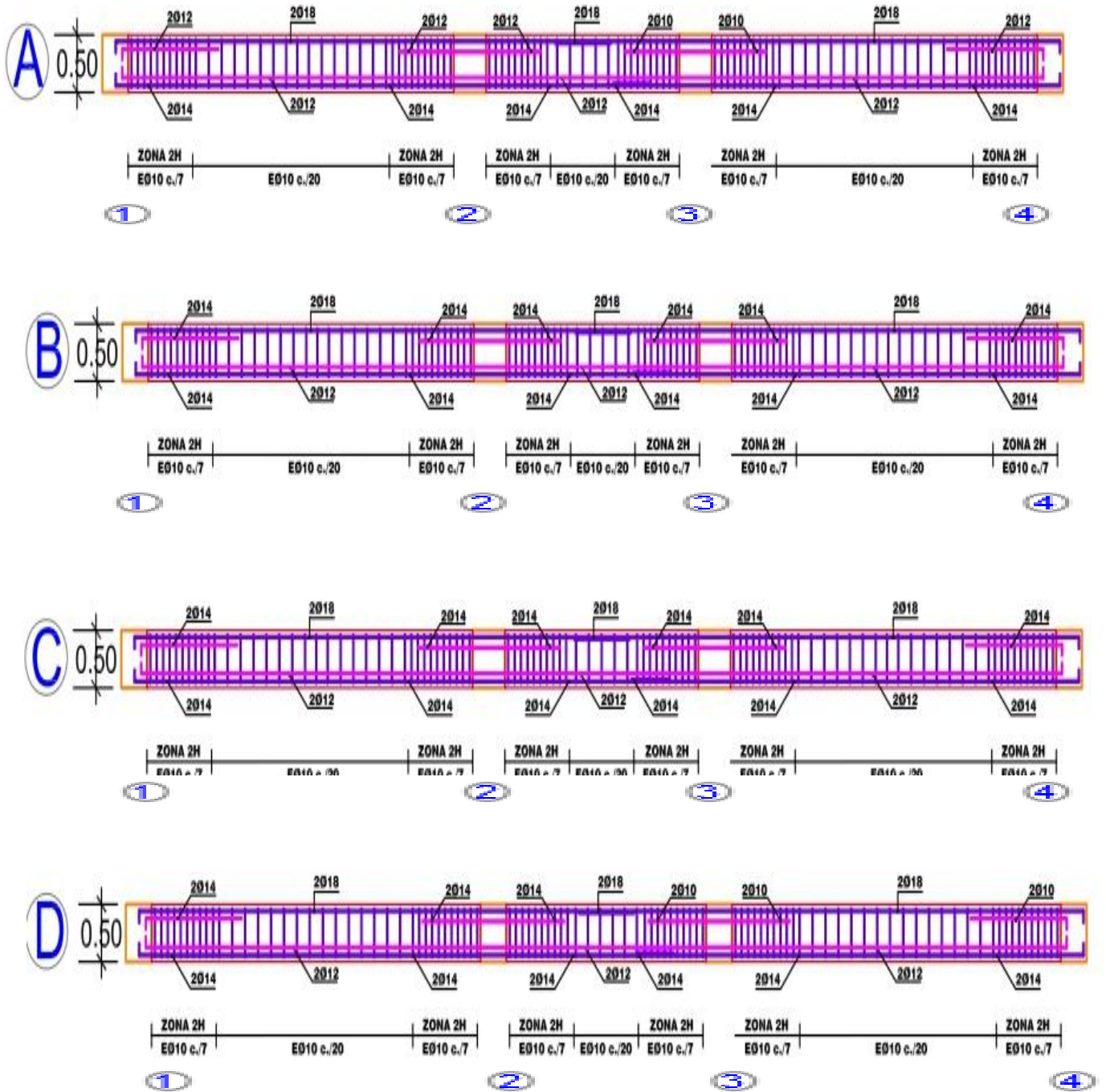
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA NERVADA EN DOS DIRECCIONES**

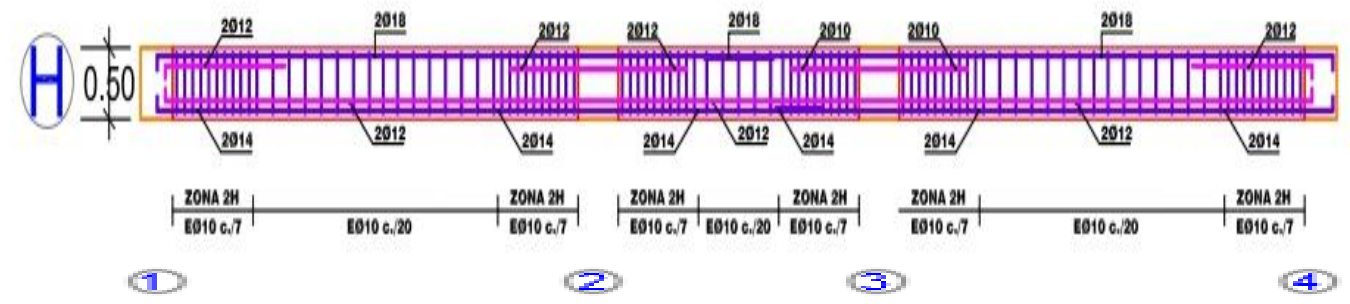
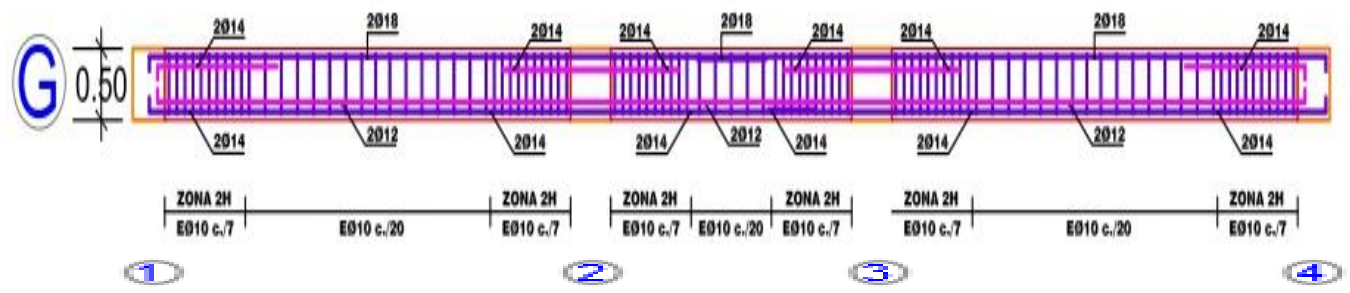
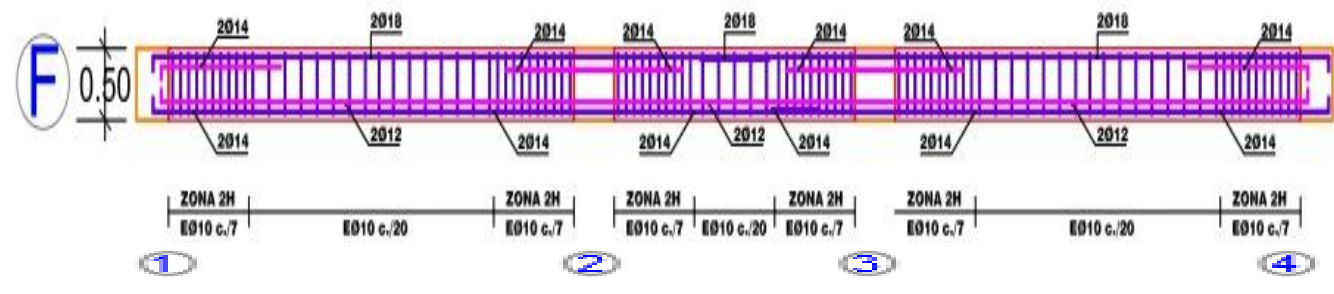
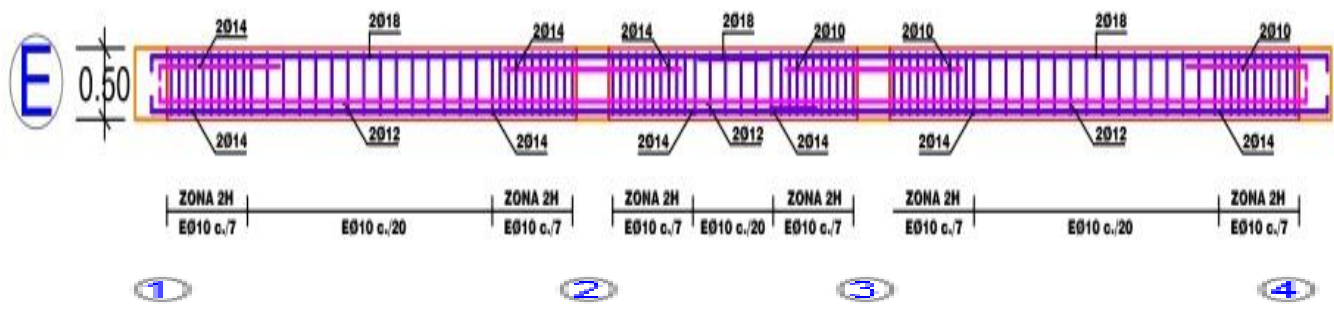
Anexo 33: Detalle de refuerzo de vigas del piso 1 en la dirección Y.



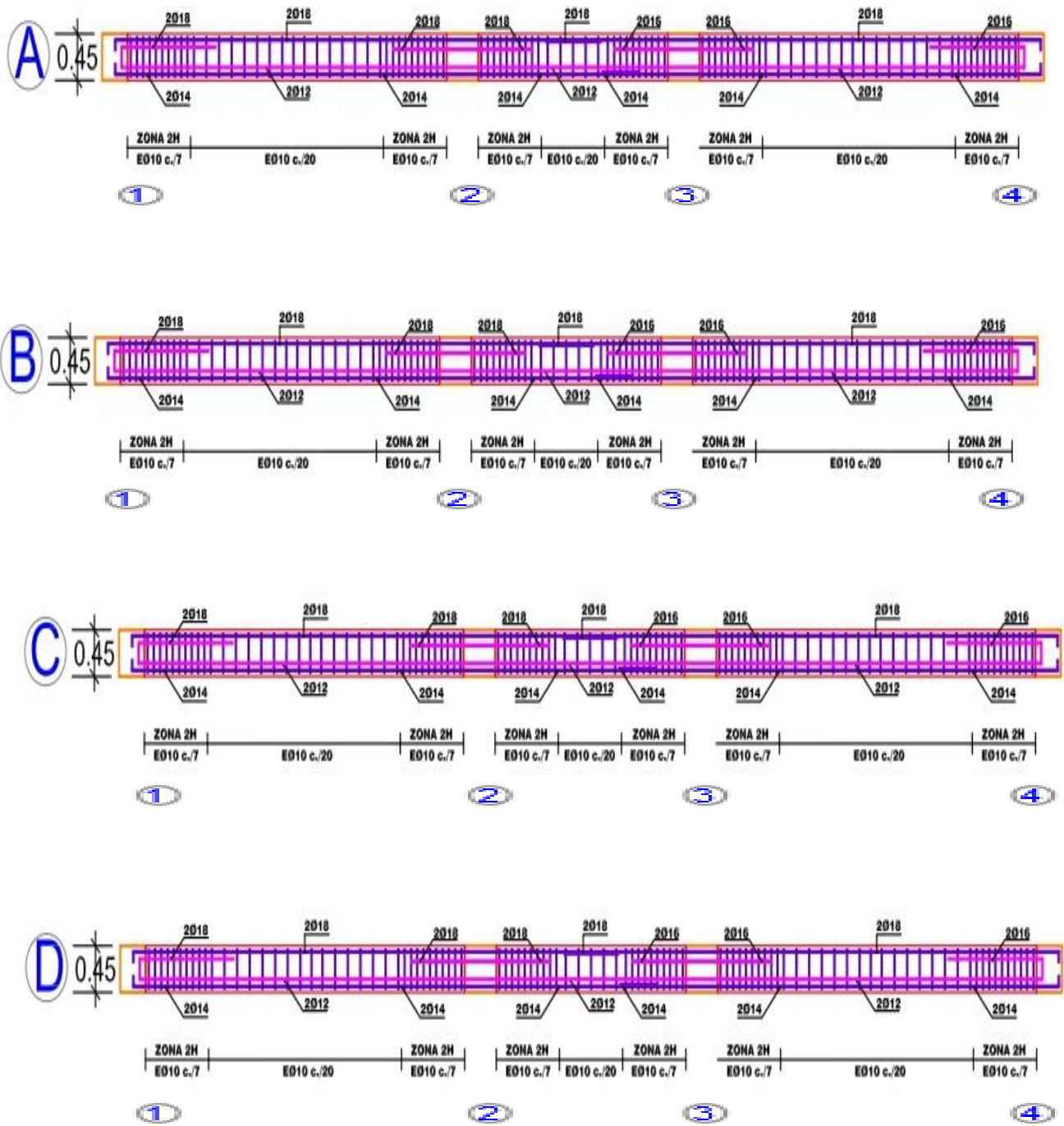


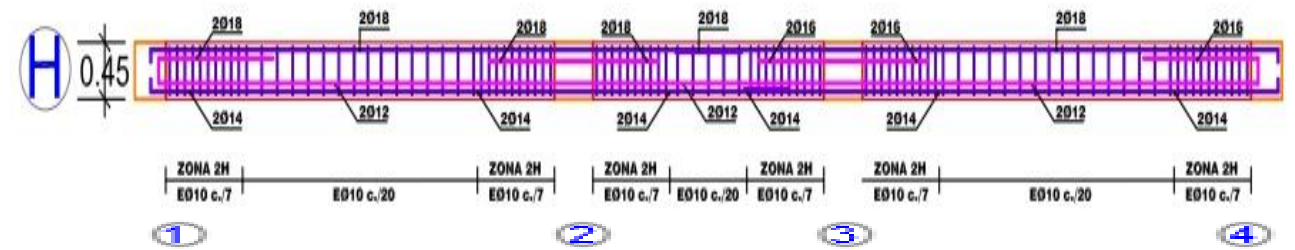
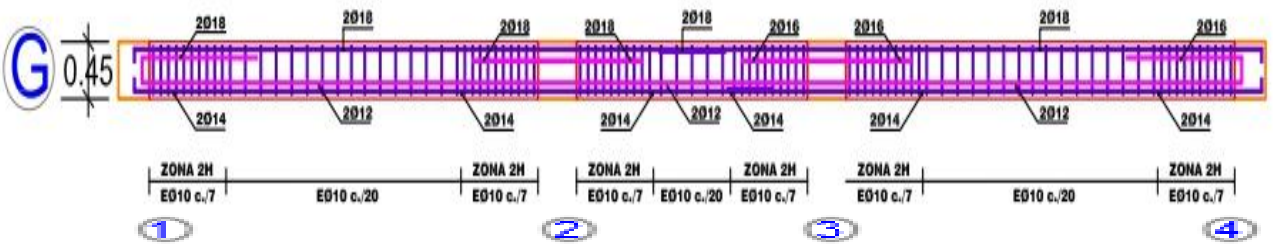
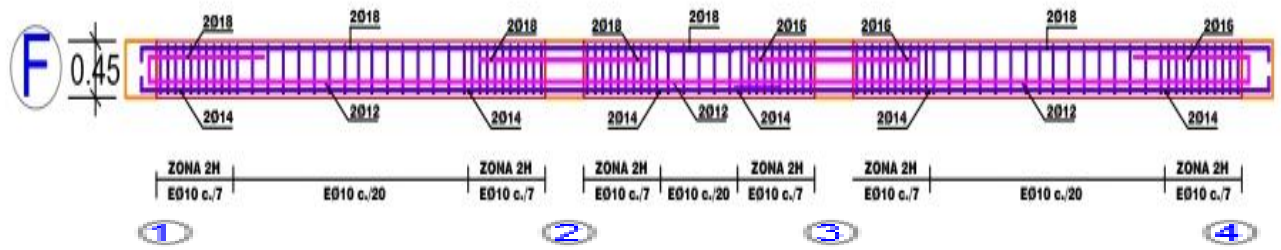
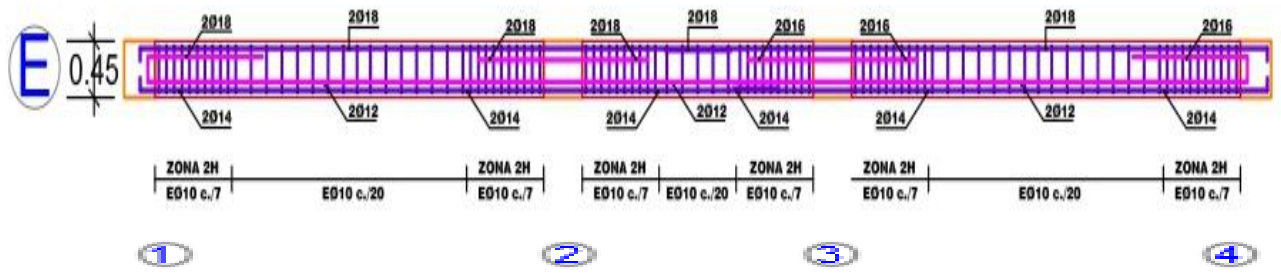
Anexo 34: Detalle de refuerzo de vigas del piso 2 en la dirección Y.



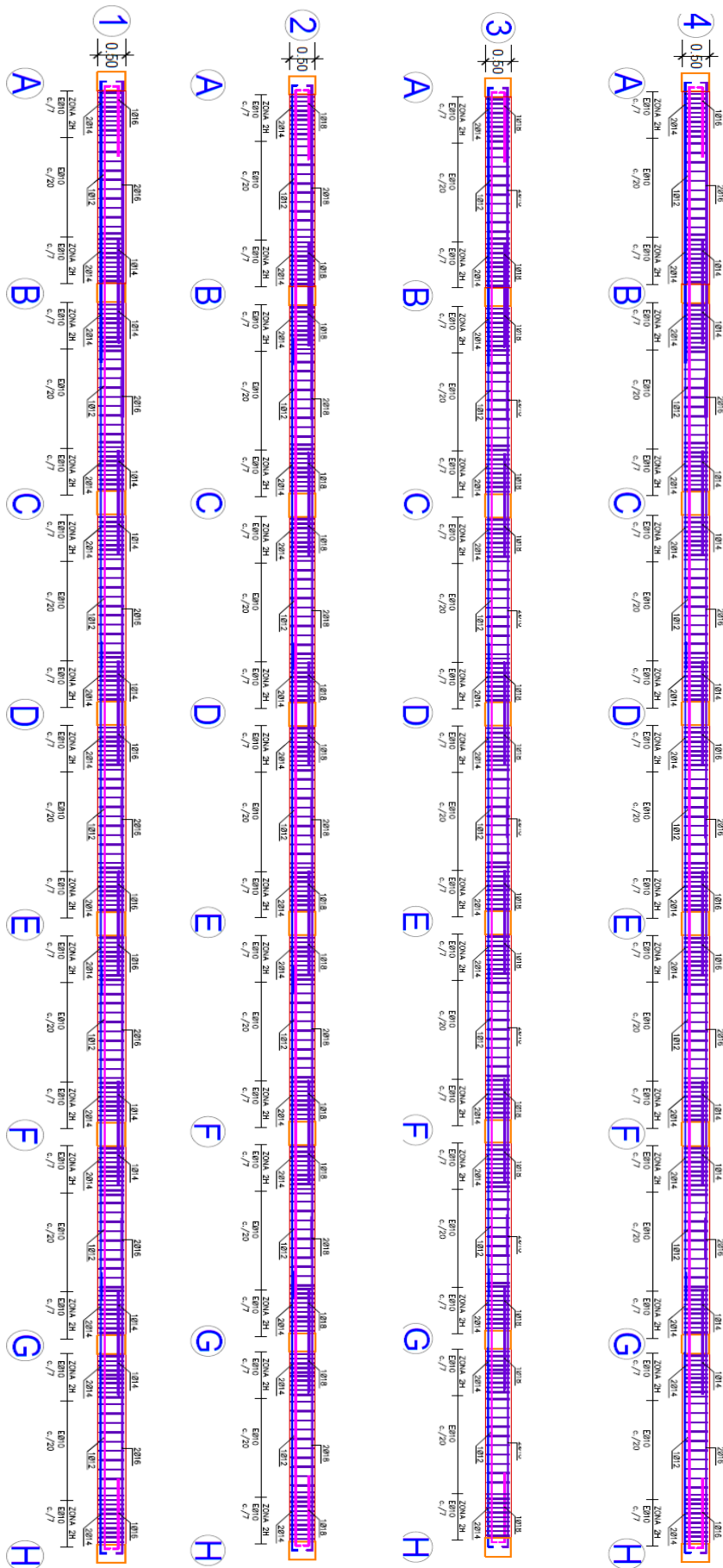


Anexo 35: Detalle de refuerzo de vigas del piso 3 en la dirección Y.

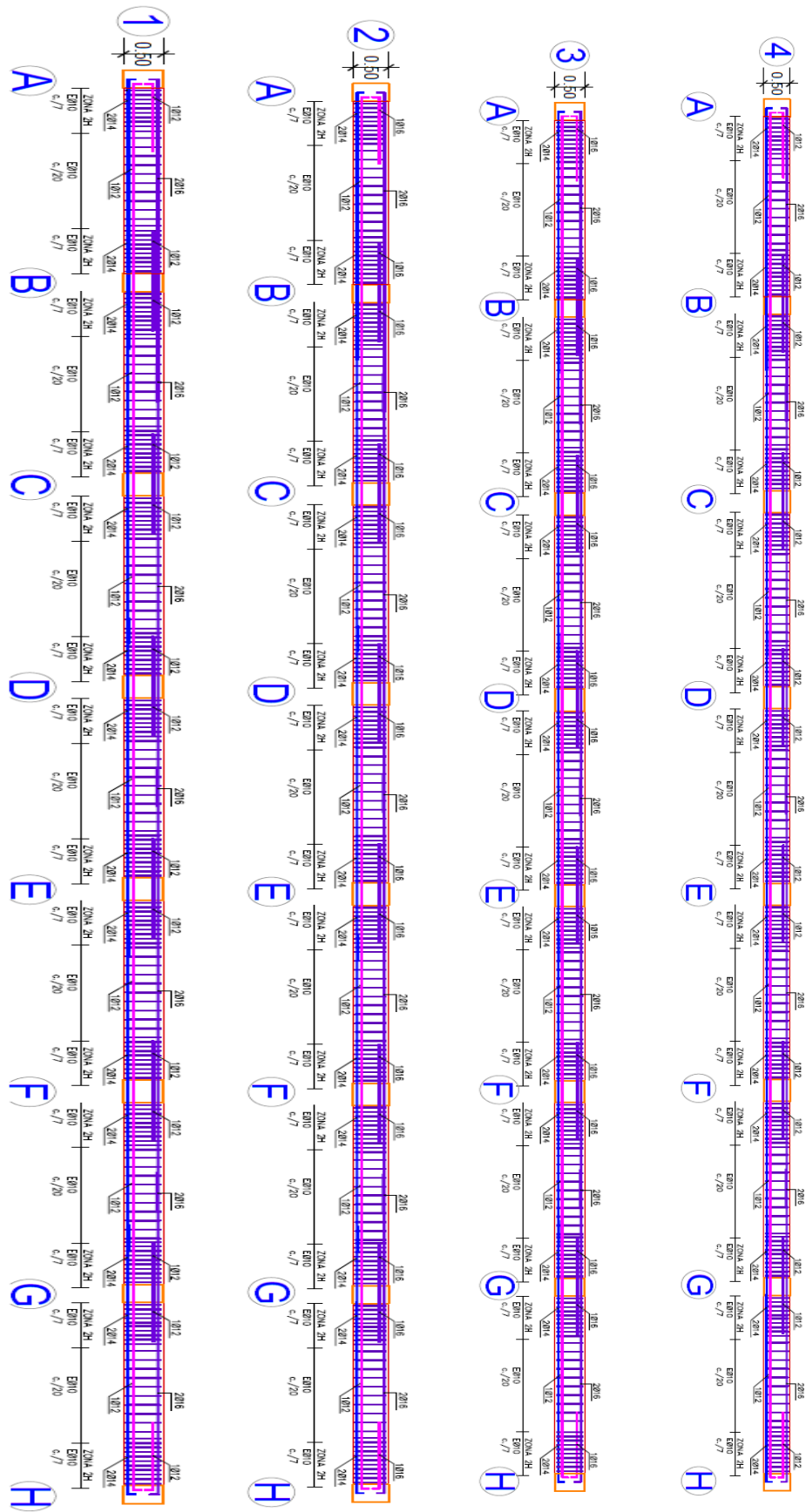




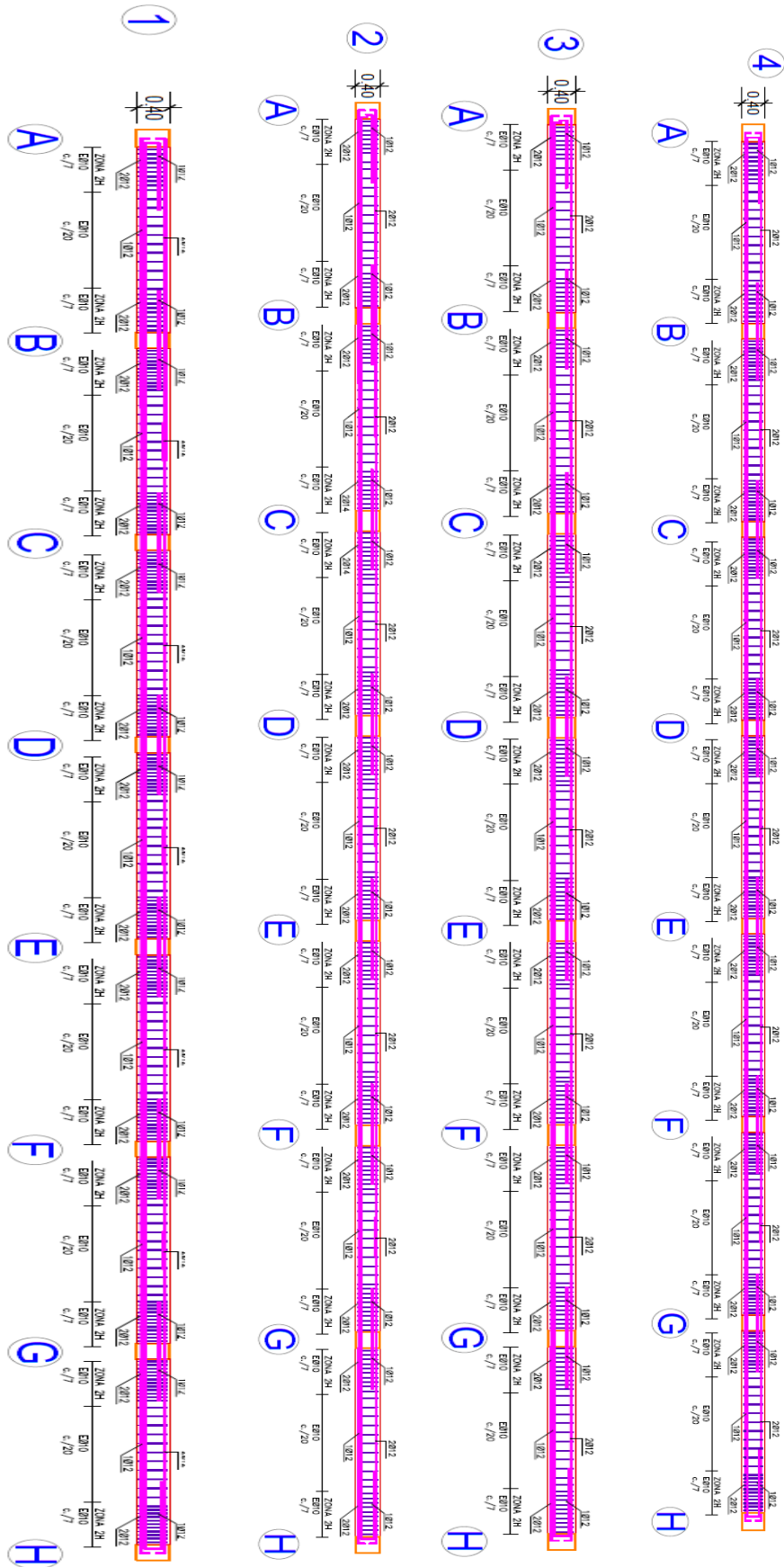
Anexo 36: Detalle de refuerzo de vigas del piso 1 en la dirección X.



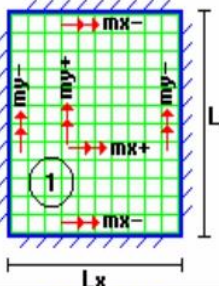
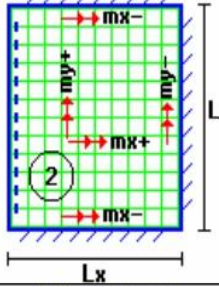
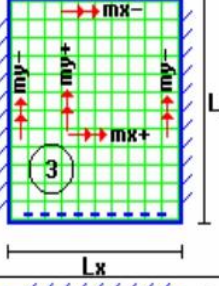
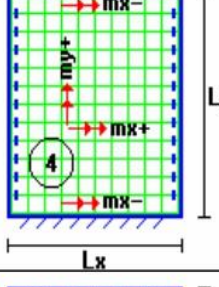
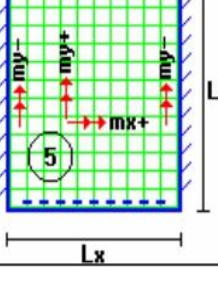
Anexo 37: Detalle de refuerzo de vigas del piso 2 en la dirección X.



Anexo 38: Detalle de refuerzo de vigas del piso 3 en la dirección X.

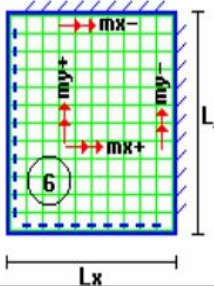
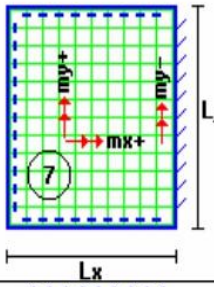
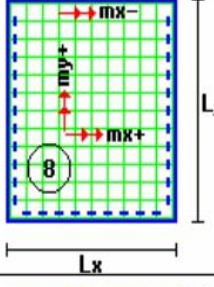
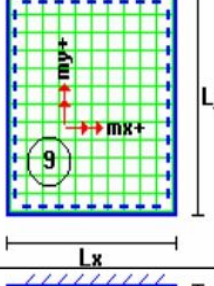
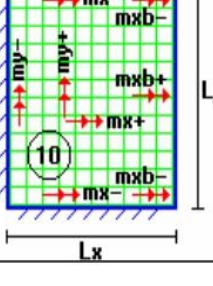


Anexo 39: Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losas	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	323	340	351	354	348	335

Tomado del libro "Temas de hormigón armado" de Marcelo Proaño.

Anexo 40: Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{xb-}$ $m_{x+}$ $m_{xb+}$	355	567	944	1637	2935	5348

Tomado del libro "Temas de hormigón armado" de Marcelo Proaño.