



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

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL  
EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE  
INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE  
VIBRACIONES”**

---

**AUTOR:** Freddy Polivio Pimbo Palate

**TUTOR:** ING. M. Sc. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

**AMBATO – ECUADOR**

**Marzo - 2021**

## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el **Sr. Freddy Polivio Pimbo Palate**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I 1805215538, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Marzo 2021

---

**Ing. M. Sc. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo**

**TUTORA**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

Yo, **Freddy Polivio Pimbo Palate** con C.I: 1805215538, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Marzo 2021



---

**Freddy Polivio Pimbo Palate**

**C.I: 1805215538**

**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimonial de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Marzo 2021



---

**Freddy Polivio Pimbo Palate**

**C.I: 1805215538**

**AUTOR**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Freddy Polivio Pimbo Palate de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Marzo 2021

Para constancia firman:

-----  
**Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre**

**Miembro Calificador**

-----  
**Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**

**Miembro Calificador**

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este trabajo de titulación, que representa el gran esfuerzo y dedicación, a mi madre María Palate, fue la persona más importante y el mayor ejemplo en mi vida, que siempre me apoyo y me aconsejo cada día para seguir adelante, por todo el sacrificio para poder convertirme en un gran profesional, por todo el amor y cariño incondicional.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darme fortaleza para cada día seguir y poder cumplir con este logro de mi vida.

A mis padres Segundo y María y mis hermanos por brindarme el apoyo y el cariño en todos los momentos.

A la Universidad Técnica de Ambato por abrirme las puertas para poder seguir con mis estudios y convertirme en un excelente profesional.

A todos los docentes de la carrera de Ingeniería Civil por todos los conocimientos impartidos durante toda mi vida universitaria.

A la Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo, por los conocimientos impartidos, asesoría y por todo el tiempo brindado para poder desarrollar el presenta trabajo de titulación.

A mis amigos en especial a Erik, Daniel y David por su compañía y apoyo incondicional.

## ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN .....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR .....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO .....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
RESUMEN EJECUTIVO .....	xxiii
ABSTRACT SUMMARY .....	xxiv
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1.    Antecedentes Investigativos .....	1
1.1.1.    Antecedentes .....	1
1.1.2.    Justificación .....	3
1.1.3.    Fundamentación Teórica.....	4
1.1.3.1.    Riesgo sísmico .....	4
1.1.3.2.    Peligrosidad sísmica .....	4
1.1.3.2.1.    Peligro sísmico del Ecuador .....	5
1.1.3.2.2.    Zonificación sísmica y factor Z .....	5
1.1.3.3.    Vulnerabilidad sísmica.....	8
1.1.3.3.1.    Vulnerabilidad Estructural .....	8
1.1.3.3.2.    Vulnerabilidad No Estructural .....	13
1.1.3.3.3.    Vulnerabilidad Funcional .....	13
1.1.3.3.4.    Análisis de vulnerabilidad sísmica .....	13



1.1.3.4.	Análisis cualitativos .....	16
1.1.3.4.1.	Evaluación visual rápida de edificios para potencial riesgos sísmicos FEMA 154.....	16
1.1.3.4.2.	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructura existentes NEC 2015 .....	23
1.1.3.5.	Análisis Cuantitativos .....	25
1.1.3.5.1.	Análisis Estático No Lineal NSP (PUSHOVER) .....	26
1.1.3.5.2.	Consideraciones de modelado y análisis para NSP .....	26
1.1.3.5.3.	Comportamiento no lineal de las estructuras.....	28
1.1.3.5.4.	No linealidad del material.....	28
1.1.3.5.5.	Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales .....	29
1.1.3.5.6.	Rotula plástica.....	33
1.1.3.6.	Capacidad .....	34
1.1.3.6.1.	Curva de capacidad.....	35
1.1.3.6.2.	Espectro de capacidad.....	35
1.1.3.7.	Demanda .....	36
1.1.3.7.1.	Niveles de amenaza sísmica .....	36
1.1.3.7.2.	Espectro de demanda .....	37
1.1.3.7.3.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones .....	38
1.1.3.8.	Desempeño .....	38
1.1.3.8.1.	Nivel de desempeño.....	38
1.1.3.8.2.	Punto de desempeño .....	42
1.1.3.9.	Linealización Equivalente .....	42
1.1.3.9.1.	Parámetros básicos de linealización equivalente .....	43
1.1.3.9.3.	Reducción Espectral para Amortiguamiento efectivo. ....	47
1.1.3.9.4.	Procedimientos de solución .....	47
1.1.3.10	Reforzamiento de estructuras de hormigón Armado .....	50

1.1.3.10.1	Sistemas de reforzamiento estructural.....	50
1.1.4	Hipótesis.....	53
1.2	Objetivos .....	53
1.2.3	Objetivo General .....	53
1.2.4	Objetivos Específicos.....	53
CAPÍTULO II .....		54
METODOLOGÍA .....		54
2.1	Material y Equipos .....	54
2.2	Métodos .....	55
2.2.1	Plan de Recolección de Datos .....	55
2.2.2	Plan de Procesamiento y Análisis de Información .....	56
2.2.3	Recolección de datos .....	57
2.2.3.1	Planos de la Edificación.....	57
2.2.3.2	Ubicación .....	58
2.2.3.3	Características de la estructura .....	59
2.2.3.4	Estudio de materiales .....	60
2.2.3.4.1	Resistencia a la compresión del hormigón .....	60
2.2.3.4.2	Acero de refuerzo de elementos estructurales .....	66
2.2.3.5	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	72
2.2.3.6	Cargas gravitacionales .....	77
2.2.3.7	Irregularidades de la estructura.....	80
2.2.3.8	Carga sísmica.....	80
CAPÍTULO III .....		83
RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....		83
3.1	Análisis y discusión de los resultados .....	83
3.1.1	Vulnerabilidad sísmica Método Cualitativo. ....	83
3.1.1.1.	Aplicación del formato de Evaluación FEMA 154 Inspección Visual..	83

3.1.1.2. Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica - NEC 2015.....	87
3.1.2. Análisis lineal de la estructura en condición actual.....	89
3.1.2.1 Definición de Materiales.....	89
3.1.2.2 Definición de secciones.....	90
3.1.2.3 Definición del Espectro de respuesta sísmica.....	91
3.1.2.4 Asignación de cargas.....	94
3.1.2.5 Análisis de resultados.....	94
3.1.2.6. Chequeo de elementos estructurarles.....	102
3.1.2.7. Chequeo de elementos estructurales baja carga gravitacional.....	114
3.1.3. Análisis Estático no lineal.....	116
3.1.3.1. Modelos de comportamiento para los materiales.....	116
3.1.3.2. Asignación de Rotulas Plásticas.....	118
3.1.3.3. Niveles de Amenaza sísmica.....	126
3.1.3.4. Carga gravitacional no lineal.....	129
3.1.3.5. Resultados del análisis estático no lineal - Pushover.....	134
3.1.3.6. Curva de capacidad.....	138
3.1.3.7. Evaluación del desempeño sísmico.....	140
3.1.3.8. Factor de reducción de respuesta estructural (R).....	150
3.1.4. Propuesta de reforzamiento.....	153
3.1.4.1. Objetivos de rehabilitación.....	154
3.1.4.2. Reforzamiento para el control de derivas.....	154
3.1.4.2.1. Chequeo de elementos estructurarles con el reforzamiento.....	162
3.1.4.3. Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento.....	176
3.1.4.4. Evaluación del desempeño sísmico.....	180
3.1.5. Vibración Ambiental.....	183
3.1.5.1. Comparación de periodos de vibración fundamental.....	186
3.1.5.2. Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura.....	188

3.2 Verificación de hipótesis .....	190
CAPÍTULO IV .....	191
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	191
4.1 Conclusiones .....	191
4.2 Recomendaciones .....	193
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	195
ANEXOS .....	199

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Valore del factor Z en función de la zona sísmica adoptado.....	6
<b>Tabla 2:</b> Clasificación de los Perfiles de Suelo .....	7
<b>Tabla 3:</b> Configuraciones estructurales recomendadas .....	9
<b>Tabla 4:</b> Configuraciones estructurales no recomendadas .....	10
<b>Tabla 5:</b> Coeficiente de irregularidad en planta .....	11
<b>Tabla 6:</b> Coeficiente de irregularidad en elevación .....	12
<b>Tabla 7:</b> Formulario de recolección de datos Nivel 1 .....	18
<b>Tabla 8:</b> Formulario de recolección de datos Nivel 2 .....	19
<b>Tabla 9:</b> Determinación de la región sísmica.....	20
<b>Tabla 10:</b> Definiciones del tipo de suelo.....	20
<b>Tabla 11:</b> Tipología del sistema estructural FEMA 154.....	21
<b>Tabla 12:</b> Tipos de edificio y puntaje básico del formulario nivel 1 .....	22
<b>Tabla 13:</b> Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos del Nivel 1 de alta sismicidad. ....	22
<b>Tabla 14:</b> Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	23
<b>Tabla 15:</b> Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación.....	24
<b>Tabla 16:</b> Puntajes Básicos y modificadores .....	25
<b>Tabla 17:</b> Puntaje Final .....	25
<b>Tabla 18:</b> Niveles de amenaza sísmica .....	37
<b>Tabla 19:</b> Niveles de Desempeño de un Edificio.....	41
<b>Tabla 20:</b> Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva .....	44
<b>Tabla 21:</b> Coeficientes utilizados en ecuaciones para períodos efectivos .....	45
<b>Tabla 22:</b> Especificaciones técnicas de los equipos.....	54
<b>Tabla 23:</b> Coordenadas de la Edificación .....	59
<b>Tabla 24:</b> Descripción de alturas y usos .....	60
<b>Tabla 25:</b> Datos del ensayo esclerométrico en vigas N +3.24 .....	63
<b>Tabla 26:</b> Datos del ensayo esclerométrico en vigas N +6.48 .....	63
<b>Tabla 27:</b> Datos del ensayo esclerométrico en losas.....	64
<b>Tabla 28:</b> Validación de la resistencia a la compresión del concreto de la viga eje 3 Aula B4 .....	66
<b>Tabla 29:</b> Secciones y acero de refuerzo de columnas.....	70

<b>Tabla 30:</b> Secciones y acero de refuerzo de vigas. ....	71
<b>Tabla 31:</b> Ensayo de Penetración Estándar .....	72
<b>Tabla 32:</b> Clasificación de los suelos SUCS.....	73
<b>Tabla 33:</b> Ensayo de Granulometría del suelo .....	74
<b>Tabla 34:</b> Velocidad de Onda de Corte en cada cota .....	75
<b>Tabla 35:</b> Tipo de Suelo según la Norma Ecuatoriana .....	75
<b>Tabla 36:</b> Valores del contenido de humedad del suelo.....	76
<b>Tabla 37:</b> Valor del Índice Plástico en cada cota .....	76
<b>Tabla 38:</b> Peso propio de paredes N+ 3.24 .....	77
<b>Tabla 39:</b> Cuantificación del peso de la losa.....	78
<b>Tabla 40:</b> Resumen de adicional de carga muerta por piso.....	79
<b>Tabla 41:</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas .....	79
<b>Tabla 42:</b> Factores de carga sísmica y de configuración estructural.....	80
<b>Tabla 43:</b> Formulario de Nivel 1 de Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	85
<b>Tabla 44:</b> Formulario Nivel 2 de Inspección Visual Rápida FEMA 154.....	86
<b>Tabla 45:</b> Inspección Visual Rápida, NEC 2015. ....	88
<b>Tabla 46:</b> Secciones y áreas de aceros de vigas y columnas.....	90
<b>Tabla 47:</b> Parámetros para el cálculo del período de vibración por el Método 1 .....	92
<b>Tabla 48:</b> Período fundamental método 2 .....	95
<b>Tabla 49:</b> Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	95
<b>Tabla 50:</b> Factores de participación .....	96
<b>Tabla 51:</b> Masa Acumulada .....	97
<b>Tabla 52:</b> Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 .....	98
<b>Tabla 53:</b> Valores de $\Delta_M$ máximos.....	99
<b>Tabla 54:</b> Momento de Diseño y refuerzo por momento .....	104
<b>Tabla 55:</b> Sección optima de viga .....	105
<b>Tabla 56:</b> Resumen de diseño a corte.....	106
<b>Tabla 57:</b> Resultados de torsión .....	107
<b>Tabla 58:</b> Resumen de diseño de columna.....	107
<b>Tabla 59:</b> Carga y Momentos Resistentes dirección Eje X.....	111
<b>Tabla 60:</b> Carga y Momentos Resistentes dirección Eje Y.....	112
<b>Tabla 61:</b> Longitud de rotula plástica en vigas .....	119
<b>Tabla 62:</b> Longitud de rotula plástica en columnas .....	119

<b>Tabla 63:</b> Parámetros de modelación para la viga V 25X35.....	123
<b>Tabla 64:</b> Criterios de aceptación .....	123
<b>Tabla 65:</b> Parámetros de modelación para la columna C 45X40.....	125
<b>Tabla 66:</b> Criterios de aceptación para la Columna .....	125
<b>Tabla 67:</b> Niveles de amenaza sísmica .....	127
<b>Tabla 68:</b> Factores de sismos .....	128
<b>Tabla 69:</b> Objetivo de desempeño.....	141
<b>Tabla 70:</b> Puntos de desempeño en la dirección X .....	142
<b>Tabla 71:</b> Puntos de desempeño en la dirección Y .....	145
<b>Tabla 72:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X .....	148
<b>Tabla 73:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y .....	150
<b>Tabla 74:</b> Geometría de Muros .....	155
<b>Tabla 75:</b> Período fundamental de la estructura reforzada .....	156
<b>Tabla 76:</b> Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada.....	156
<b>Tabla 77:</b> Factores de participación .....	157
<b>Tabla 78:</b> Momento de Diseño y refuerzo por momento para la viga más demandada .....	162
<b>Tabla 79:</b> Resumen de diseño a corte.....	164
<b>Tabla 80:</b> Momento de Diseño y refuerzo por momento de la viga más demanda del piso N+3.24.....	167
<b>Tabla 81:</b> Propiedades de ángulos - encamisado vigas N+3.24.....	167
<b>Tabla 82:</b> Propiedades de platina - encamisado vigas N+3.24 .....	167
<b>Tabla 83:</b> Límites de deformación - Viga Reforzada N+3.24 .....	169
<b>Tabla 84:</b> Momento de Diseño y refuerzo por momento de la viga más demanda del piso N+6.48 y N+9.72.....	170
<b>Tabla 85:</b> Límites de deformación - Viga Reforzada N+6.48 y N+9.72. ....	172
<b>Tabla 86:</b> Resumen de diseño de columna.....	174
<b>Tabla 87:</b> Carga y Momentos Resistentes dirección Eje X.....	174
<b>Tabla 88:</b> Carga y Momentos Resistentes dirección Eje Y.....	175
<b>Tabla 89:</b> Puntos de desempeño en la dirección X .....	180
<b>Tabla 90:</b> Puntos de desempeño en la dirección Y .....	180
<b>Tabla 91:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X. ....	181
<b>Tabla 92:</b> Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y .....	182

<b>Tabla 93:</b> Formulas propuesta por Bard (1992).....	185
<b>Tabla 94:</b> Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Midorikawa (1990), .....	187
<b>Tabla 95:</b> Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Bard (1992) .....	187
<b>Tabla 96:</b> Comparación de periodos fundamentales .....	187
<b>Tabla 97:</b> Indicadores de rigidez .....	188
<b>Tabla 98:</b> Nivel de daño esperado en función de H/T.....	188
<b>Tabla 99:</b> Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T.....	189



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción. (b) Fuentes sísmicas tipo corticales .....	5
<b>Figura 2:</b> Mapa de Zonificación del Ecuador. ....	6
<b>Figura 3:</b> Diagrama del proceso de vulnerabilidad sísmica.....	15
<b>Figura 4:</b> Secuencia del proceso de análisis pushover.....	26
<b>Figura 5:</b> No linealidad del Concreto.....	29
<b>Figura 6:</b> Falla por insuficiente confinamiento en columna y viga .....	29
<b>Figura 7:</b> Modelos para hormigón confinado según Mander (1988).....	30
<b>Figura 8:</b> Modelo constitutivo para acero de hormigón estructural.....	32
<b>Figura 9:</b> Longitud de Plastificación.....	33
<b>Figura 10:</b> Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón .....	34
<b>Figura 11:</b> Espectro de capacidad .....	36
<b>Figura 12:</b> Espectro de demanda sísmica.....	37
<b>Figura 13:</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño.....	38
<b>Figura 14:</b> Espectro de capacidad y demanda y punto de desempeño.....	42
<b>Figura 15:</b> Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento .....	42
<b>Figura 16:</b> Tipos de comportamiento inelástico .....	43
<b>Figura 17:</b> Diagrama Aceleración - Desplazamiento del Espectro de Respuesta (MADRS) usados con el periodo secante, Tsec.....	46
<b>Figura 18:</b> Demanda inicial de ADRS y espectro de capacidad. ....	48
<b>Figura 19:</b> Representación bilineal del espectro de capacidad. ....	48
<b>Figura 20:</b> Posibles puntos de desempeño usando MADRS .....	50
<b>Figura 21:</b> Marco metálico.....	51
<b>Figura 22:</b> Encamisado de concreto en columna .....	51
<b>Figura 23:</b> Encamisado de Columna.....	52
<b>Figura 24:</b> Reforzamiento con FRP .....	52
<b>Figura 25:</b> Planta Baja N + 0.00 .....	57
<b>Figura 26:</b> Primer piso N+ 3.24 .....	57
<b>Figura 27:</b> Segundo Piso N+ 6.48.....	58
<b>Figura 28:</b> Tercer piso N+ 9.72.....	58
<b>Figura 29:</b> Ubicación de la edificación .....	59

<b>Figura 30:</b> Ensayo con el martillo esclerométrico .....	60
<b>Figura 31:</b> Esclerometría de la losa y de las vigas de eje 3 y eje 4 - Nivel +3.24 ....	61
<b>Figura 32:</b> Esclerometría de la Viga eje 2 y eje 3 Aula B6 - Nivel +3.24.....	61
<b>Figura 33:</b> Esclerometría de la Viga eje 3 Aula B8 - Nivel +6.48.....	62
<b>Figura 34:</b> Esclerometría de la Viga eje 3 Aula B8 - Nivel +6.48.....	62
<b>Figura 35:</b> Curva de regresión para estimar $f^c$ (MPa) Proceq / Vertical hacia abajo .....	64
<b>Figura 36:</b> Curva de regresión para estimar $f^c$ (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba .....	65
<b>Figura 37:</b> Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión. ....	67
<b>Figura 38:</b> Tipos de Paredes.....	77
<b>Figura 39:</b> Corte de Losa .....	78
<b>Figura 40:</b> Espectros de respuesta.....	81
<b>Figura 41:</b> Esquematación 3D de la edificación actual.....	82
<b>Figura 42:</b> Espectro de respuesta sísmica NEC 2015 .....	91
<b>Figura 43:</b> Espectro Determinista .....	91
<b>Figura 44:</b> Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura.....	92
<b>Figura 45:</b> Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015.....	93
<b>Figura 46:</b> Coeficiente de Corte Basal Espectro Determinista. ....	94
<b>Figura 47:</b> Información de estado de cargas en el piso N+6.48.....	94
<b>Figura 48:</b> Primer modo de vibración .....	96
<b>Figura 49:</b> Segundo modo de vibración.....	97
<b>Figura 50:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X.....	98
<b>Figura 51:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y.....	99
<b>Figura 52:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X .....	100
<b>Figura 53:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y .....	101
<b>Figura 54:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X .....	101
<b>Figura 55:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y .....	102
<b>Figura 56:</b> Acero en vigas del pórtico del eje 3 y del piso N + 6.48 más demandados .....	103
<b>Figura 57:</b> Cuantía de acero en las vigas .....	105
<b>Figura 58:</b> Detalle de Viga tipo.....	107
<b>Figura 59:</b> Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en $\text{cm}^2$ .....	108

<b>Figura 60:</b> Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión .....	108
<b>Figura 61:</b> Demanda / Capacidad Eje 3 .....	109
<b>Figura 62:</b> Demanda / Capacidad Eje 4 .....	109
<b>Figura 63:</b> Demanda / Capacidad Eje G .....	110
<b>Figura 64:</b> Demanda / Capacidad Eje B.....	110
<b>Figura 65:</b> Sección de columna.....	111
<b>Figura 66:</b> Diagrama de Interacción Dirección eje X.....	112
<b>Figura 67:</b> Diagrama de Interacción Dirección eje Y.....	113
<b>Figura 68:</b> Detalle de Columna tipo.....	113
<b>Figura 69:</b> Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje 3.....	114
<b>Figura 70:</b> Cuantía del acero de refuerzo del piso N + 9.72 bajo carga gravitacional. .....	114
<b>Figura 71:</b> Demanda / Capacidad de pórtico del Eje 3 bajo carga gravitacional....	115
<b>Figura 72:</b> Demanda / Capacidad de pórtico del Eje B bajo carga gravitacional ...	116
<b>Figura 73:</b> Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado .....	117
<b>Figura 74:</b> Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander .....	117
<b>Figura 75:</b> Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park).....	118
<b>Figura 76:</b> Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park) .....	118
<b>Figura 77:</b> Asignación de rotulas plásticas en columnas .....	120
<b>Figura 78:</b> Asignación de rotulas plásticas en vigas .....	121
<b>Figura 79:</b> Representación del diagrama momento-rotación.....	122
<b>Figura 80:</b> Definición del momento – rotación V 25X35.....	122
<b>Figura 81:</b> Diagrama momento-rotación de la viga.....	123
<b>Figura 82:</b> Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado.....	124
<b>Figura 83:</b> Definición del momento – rotación C 45X40.....	125
<b>Figura 84:</b> Diagrama momento - rotación de la columna .....	126
<b>Figura 85:</b> Curvas de peligro sísmico, Ambato .....	127
<b>Figura 86:</b> Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica	128
<b>Figura 87:</b> Carga gravitacional no lineal .....	129
<b>Figura 88:</b> Patrones de carga.....	130
<b>Figura 89:</b> Asignación de Pushover sentido X .....	131
<b>Figura 90:</b> Control de aplicación de la carga sentido X.....	131
<b>Figura 91:</b> Asignación de Pushover sentido Y .....	132

<b>Figura 92:</b> Control de aplicación de la carga sentido Y.....	132
<b>Figura 93:</b> Espectro Elástico de Desplazamiento - Sismo Raro $T_r = 475$ Años.....	133
<b>Figura 94:</b> Inercias agrietadas .....	133
<b>Figura 95:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 4.67$ cm.....	134
<b>Figura 96:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 13.57$ cm.....	135
<b>Figura 97:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 19.49$ cm.....	135
<b>Figura 98:</b> Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 23.41$ cm .....	136
<b>Figura 99:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y- $D = 9.73$ cm.....	136
<b>Figura 100:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y - $D = 13.77$ cm .....	137
<b>Figura 101:</b> Rótula plástica - Pushover sentido Y - $D = 15$ cm .....	137
<b>Figura 102:</b> Curva de capacidad .....	138
<b>Figura 103:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad.....	139
<b>Figura 104:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X ..	139
<b>Figura 105:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y ..	140
<b>Figura 106:</b> Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño.....	141
<b>Figura 107:</b> Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva .....	141
<b>Figura 108:</b> Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X. ....	142
<b>Figura 109:</b> Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X.....	143
<b>Figura 110:</b> Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Dirección X .....	143
<b>Figura 111:</b> Punto de Desempeño - Sismo Raro Determinista. Dirección X.....	144
<b>Figura 112:</b> Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X .....	144
<b>Figura 113:</b> Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y .....	145
<b>Figura 114:</b> Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y .....	146
<b>Figura 115:</b> Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Sentido Y.....	146
<b>Figura 116:</b> Punto de Desempeño - Sismo Raro Determinista. Dirección Y .....	147
<b>Figura 117:</b> Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y .....	147
<b>Figura 118:</b> Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440 .....	148
<b>Figura 119:</b> Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440 .....	149
<b>Figura 120:</b> Ubicación de puntos de cedencia y objetivo máximo .....	151
<b>Figura 121:</b> Ubicación de puntos de cedencia y objetivo máximo .....	151
<b>Figura 122:</b> Geometría de los muros.....	155
<b>Figura 123:</b> Modelo en 3D de la distribución de muros .....	156

<b>Figura 124:</b> Comparación del periodo de la estructura actual vs estructura reforzada .....	157
<b>Figura 125:</b> Comportamiento de la estructura en el primer modo de vibración .....	158
<b>Figura 126:</b> Comportamiento de la estructura en el segundo modo de vibración ..	158
<b>Figura 127:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X.....	159
<b>Figura 128:</b> Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y.....	159
<b>Figura 129:</b> Validación del Análisis Dinámico NEC 2015 .....	160
<b>Figura 130:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X .....	160
<b>Figura 131:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y .....	161
<b>Figura 132:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X .....	161
<b>Figura 133:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y .....	162
<b>Figura 134:</b> Acero en vigas del pórtico del eje 3 .....	163
<b>Figura 135:</b> Cuantía de acero en las vigas .....	163
<b>Figura 136:</b> Encamisados de vigas con ángulos y platinas.....	165
<b>Figura 137:</b> Sección transversal de viga encamisada con ángulos y platinas.....	166
<b>Figura 138:</b> Sección longitudinal de viga encamisada con ángulos y platinas.....	166
<b>Figura 139:</b> Sección transversal de ángulo y platina .....	167
<b>Figura 140:</b> Viga reforzada del nivel N+3.24.....	168
<b>Figura 141:</b> Sección transversal de la viga existente y viga reforzada .....	168
<b>Figura 142:</b> Diagrama momento-curvatura de la viga V 25cm x 35cm con SAP2000 .....	169
<b>Figura 143:</b> Idealización Bilineal y límites de deformación - Viga Reforzada N+3.24 .....	170
<b>Figura 144:</b> Viga reforzada del nivel N+6.48.....	171
<b>Figura 145:</b> Viga reforzada del nivel N+9.72.....	171
<b>Figura 146:</b> Idealización Bilineal y límites de deformación - Viga Reforzada N+6.48 y N+9.72.....	172
<b>Figura 147:</b> Demanda / Capacidad Eje 3 .....	173
<b>Figura 148:</b> Demanda / Capacidad Eje F .....	173
<b>Figura 149:</b> Diagrama de Interacción Dirección eje X.....	175
<b>Figura 150:</b> Diagrama de Interacción Dirección eje Y .....	176
<b>Figura 151:</b> Curva de Capacidad, Sentido X .....	177
<b>Figura 152:</b> Curva de Capacidad, Sentido Y .....	177

<b>Figura 153:</b> Curva de capacidad Estructura reforzada.....	178
<b>Figura 154:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X ..	178
<b>Figura 155:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y ..	179
<b>Figura 156:</b> Desempeño Sísmico en dirección X. Estructura reforzada. ....	181
<b>Figura 157:</b> Desempeño Sísmico en dirección Y. Estructura reforzada. ....	182
<b>Figura 158:</b> Esquema de ubicación de acelerógrafos.....	186
<b>Figura 159:</b> Espectro de Amplitudes de Fourier en dirección transversal .....	186

## RESUMEN

Una de las metodologías utilizadas es la inspección y evaluación visual rápida por medio de formatos y matrices de la Norma Internacional FEMA 154, y los propuestos por la Normativa Ecuatoriana NEC 2015, con el objetivo de realizar el reconocimiento y clasificar a la estructura por su vulnerabilidad sísmica, con las dos propuestas se determinó el grado de vulnerabilidad medio, para el análisis los parámetros más relevantes fueron: las irregularidades en planta y elevación, el sistema estructural y el tipo de suelo.

Con toda la información recopilada se realizó el análisis lineal y el análisis estático no lineal para verificar los parámetros modales, el comportamiento de la edificación y de cada elemento estructural. Con los resultados obtenidos del análisis lineal se determinó que el periodo de vibración y las derivas de piso no cumplen con lo establecido en la Normativa Ecuatoriana, además presenta un comportamiento torsional en sus modos de vibración y del análisis estático no lineal se observó que la edificación tiene deficiente capacidad para los diferentes niveles de amenazas sísmicas presentando un alto grado de vulnerabilidad.

Con los resultados de las dos metodologías empleadas se realizó una propuesta de reforzamientos de la edificación, se planteó una a nivel global con la colocación de muros de corte y otra a nivel local con el encamisado de acero para las vigas, mejorando considerablemente su comportamiento y cumpliendo con los chequeos establecidos en las normativas vigentes.

Finalmente, se realizó una comparación de los periodos obtenidos por los diferentes análisis con el periodo de vibración obtenido por formulas empíricas que se basaron en vibraciones ambientales, para relacionarlos con el grado de vulnerabilidad de la estructura.

## ABSTRACT

One of the methodologies used is the rapid visual inspection and evaluation through formats and matrices of the International Standard FEMA 154, and those proposed by the Ecuadorian Regulation NEC 2015, with the objective of recognizing and classifying the structure by its vulnerability seismic, with the two proposals the average degree of vulnerability was determined, for the analysis the most relevant parameters were: irregularities in plan and elevation, the structural system and the type of soil.

With all the information collected, the linear analysis and the non-linear static analysis were carried out to verify the modal parameters, the behavior of the building and of each structural element. With the results obtained from the linear analysis, it was determined that the vibration period and the floor drifts do not comply with what is established in the Ecuadorian Regulations, it also presents a torsional behavior in its vibration modes and from the non-linear static analysis it was observed that the building it has a deficient capacity for different levels of seismic threats, presenting a high degree of vulnerability.

With the results of the two methodologies used, a proposal to reinforce the building was made, one was proposed at a global level with the placement of shear walls and another at a local level with the steel cladding for the beams, considerably improving their behavior and complying with the checks established in the regulations in force. Finally, a comparison was made of the periods obtained by the different analyzes with the period of vibration obtained by empirical formulas that were based on environmental vibrations, to relate them to the degree of vulnerability of the structure.



# CAPÍTULO I

## MARCO TEÓRICO

### **1.1. Antecedentes Investigativos**

#### **1.1.1. Antecedentes**

En el Ecuador y en la mayoría de los países existen estructuras que son construidas de manera informal, donde se evidencia carencia de profesionales tanto en el proceso de planificación como en la etapa de construcción, de tal manera que las estructuras no cumplen con los requisitos de ninguna normativa de diseño sismo resistente, por lo que tienen un mayor nivel de vulnerabilidad de sufrir grandes daños en ocurrencia de un evento sísmico. Si embargo cuando existe un proceso controlado de las etapas de construcción y está a cargo de profesional que se rige en las normativas, al momento de presentarse un evento sísmico los daños son menores, implicando costos bajos de reparación. [1]

La agencia federal para manejo de emergencias de Estados Unidos conocido con sus siglas FEMA en la tercera edición de su FEMA P-154 presenta la metodología recomendada para realizar la evaluación visual rápida de edificios para detectar posibles riesgos sísmicos, dicha metodología se ha desarrollado para observar, identificar, cuantificar y señalar edificios que pueden presentar alto peligro sísmico, las estructuras como potencialmente peligrosas deben ser evaluadas por un profesional con experiencia en diseño sísmico para determinar si son sísmicamente peligrosos. [2]

En la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Comunicación Social de la Universidad Central del Ecuador, en la cual realizaron una inspección y evaluación rápida de la estructura en base a la FEMA 154, de los resultados de la evaluación concluyeron que la estructura no presentaba irregularidad pero el factor que determino que la estructura presente vulnerabilidad de media a alta fue el tipo de suelo siendo este el tipo D, por lo que se requiere que la estructura sea evaluada a detalle, con el segundo análisis concluyeron que las columnas y las vigas presentaban falla al no resistir las fuerzas de corte y torsión, no cumplían con el confinamiento adecuado; y la estructura no cumple con las derivas máximas permisibles por la Norma Ecuatoriana de la Construcción por lo que recomiendan hacer un reforzamiento en la edificación con fibras de carbono para aumentar la capacidad de resistencia al corte y

flexión de columnas y vigas; y de la misma manera aumentar la rigidez de toda la estructura. [3]

Pérez A. en el año 2019 realizó una evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos, analizando una edificación esencial que correspondía a una Institución Educativa, con el objetivo de realizar el análisis estático no lineal para verificar la capacidad de ductilidad o distorsión de la estructura y por lo tanto evaluar el desempeño de la estructura según los límites de servicio, como método utilizó una investigación empírica y cuantitativa que consistió en la medición y análisis de parámetros estructurales de edificaciones mediante el método de análisis sísmico estático incremental (Pushover), como resultados del estudio determinó que la estructura cumple con las derivas máximas y que está diseñada para tener un desempeño en el rango de seguridad de vida cuando es sometida al espectro de respuesta del ASCE 07 -10, por lo que tendrá un comportamiento inelástico con daños estructurales graves y muy cerca del colapso con un desplazamiento máximo de 5.9 cm, concluyendo que el desempeño de la estructura es satisfactorio si se produce sismos frecuentes, y ocasionales, ya que tiene un comportamiento elástico, mientras que en el caso de sismos raros que superen una aceleración de 0.9 g, la estructura alcanzará el colapso, por tal motivo recomienda un reforzamiento estructural en las columnas y sugiere la implementación de muros estructurales. [4]

Chango D. en el año 2016 realizó un estudio para determinar la variación de las propiedades dinámicas en el rango elástico de un edificio, comparando modelos computacionales con pruebas experimentales de vibración ambiental, para lo cual utilizó un sensor sísmico para medir la aceleración en la parte superior en las direcciones longitudinal y transversal, para obtener los valores del periodo fundamental experimental procedió seleccionando los datos de los sensores para determinar el espectro de Fourier, de ahí se identificaron los valores de frecuencia fundamentales como los picos de máxima amplitud y que se relacionaba con los primeros modos de vibración de la estructura y el periodo fundamental se obtuvo mediante el inverso de la frecuencia fundamental, dando valores de  $T = 0.481$  s (longitudinal) y  $T = 0.405$  s (transversal), realizó además una comparación con el periodo obtenido mediante la expresión de NEC 15 con valores de  $T = 0.685$  s

(longitudinal) y  $T = 0.685$  s (transversal), con un error relativo del 31% y del 41% respectivamente. [5]

### **1.1.2. Justificación**

Ecuador forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico generando una alta actividad sísmica, se mencionan eventos importantes a lo largo de la historia como el ocurrido en 1906, un sismo que alcanzó una magnitud de 8.8, que es considerado uno de los más grandes de la historia, también en agosto de 1997 el sismo de Bahía de Caráquez con una magnitud de 7.1; y el último ocurrido el 16 de abril de 2016 afectando al noreste de Ecuador que afectó directamente a las poblaciones de las provincias de Esmeraldas, Manabí, Santo Domingo de los Tsáchilas, Guayas, Los Ríos y Santa Elena. Los sismos producidos en el país dejan en evidencia algunos problemas relacionados directamente al diseño sismorresistente de las estructuras. Se cuenta con una Norma Ecuatoriana de la Construcción, pero las construcciones informales presentan una alta vulnerabilidad sísmica. [6]

En la provincia de Tungurahua el 5 de agosto de 1949 ocurrió un sismo con un alto potencial destructivo, las ciudades con mayor destrucción fueron Ambato, Guano, Píllaro y Pelileo, entre los principales efectos se mencionan: grietas de gran tamaño y derrumbes, grandes deslizamientos en montes y caminos de toda la región. El terremoto generó un área de afectación de  $1\,920\text{ km}^2$ , dejando más de 6 000 fallecidos y alrededor de 100 000 personas sin hogar. Determinaron que el epicentro fue en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo, con una magnitud en función de las intensidades generadas de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. [7]

La ciudad de Ambato presenta tres fallas geológicas, la de Huachi ( $M_w=6.3$ ) falla inversa, Ambato ( $M_w=6.5$ ) falla inversa y Totoras ( $M_w=6.5$ ) falla trascurrete inversa, las mismas que pueden generar sismos impulsivos de corta duración, pero altamente destructivos, por este motivo se debe tener un buen diseño sísmico de las estructuras. [8]

Por el historial de actividad sísmica y las fallas geológicas mencionados en la sección anterior se va a realizar el análisis del desempeño sísmico del edificio de la carrera de Ingeniería Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato de una forma cualitativa mediante una inspección visual para determinar la vulnerabilidad de la estructura, y de una forma cuantitativa mediante un análisis estático no lineal para determinar el punto

de desempeño, con el fin de identificar las fallas y carencias estructurales del edificio y realizar una propuesta de reforzamiento estructural factible y económico para corregir las fallas estructurales encontradas.

### **1.1.3. Fundamentación Teórica**

#### **1.1.3.1. Riesgo sísmico**

La relación de conceptos entre la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmicas da origen al riesgo sísmico de un lugar determinado, para entender de mejor manera este concepto se analiza los siguientes ejemplos:

- Se asume una zona que no se encuentra habitada como un desierto con una alta peligrosidad sísmica, por lo que tiene una gran probabilidad de que suceda un evento sísmico, entonces existirá gran peligrosidad sísmica, pero tendrá baja vulnerabilidad, por lo tanto, existirá bajo riesgo sísmico. [9]
- Considerando un lugar con una gran cantidad de habitantes, con una alta peligrosidad sísmica y con estructuras que no tienen diseños sismorresistentes, entonces existirá gran peligrosidad sísmica y alta vulnerabilidad, por lo tanto, es un lugar con alto riesgo sísmico. [9]
- Y un último ejemplo, consideremos un lugar con una gran cantidad de habitantes con estructuras con diseños sismorresistentes emplazadas en zonas con alta peligrosidad, entonces existirá gran peligrosidad sísmica pero baja vulnerabilidad, por lo tanto, es un lugar con bajo riesgo sísmico. [9]

#### **1.1.3.2. Peligrosidad sísmica**

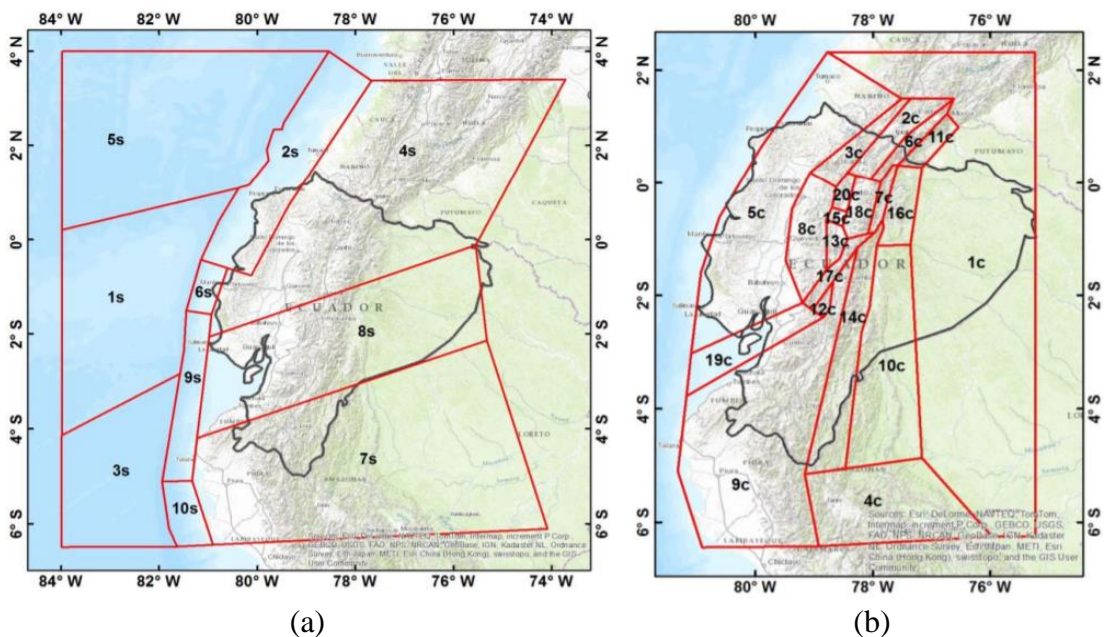
Se define como la probabilidad de excedencia de un valor de la intensidad del movimiento del suelo generado por un evento sísmico, para una locación geográfica determinada y durante un periodo de tiempo dado. [10]

Los criterios de diseño sismorresistente se basan en métodos probabilísticos que suponen las intensidades y frecuencias de ocurrencia de cierto evento sísmico. Debido a que no es posible contar con una base de datos tal que permita estimar con exactitud la ocurrencia de eventos sísmicos. Una manera de ilustrar los resultados del análisis probabilista de amenaza sísmica es mediante curvas de peligro, espectros de peligro uniforme o mapas de amenaza sísmica, que proporciona valores de aceleración máximas probables para diferentes periodos de retorno. [6]

### 1.1.3.2.1. Peligro sísmico del Ecuador

El peligro sísmico en Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo cortical (superficiales). En cada una de estas fuentes se lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente de lo que ocurre en las demás fuentes. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que se generan por la roca entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos corticales (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que ocurren dentro de la placa Sudamérica. [6]

**Figura 1:** (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción. (b) Fuentes sísmicas tipo corticales



**Fuente:** P. Quinde y E. Reinoso, Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca

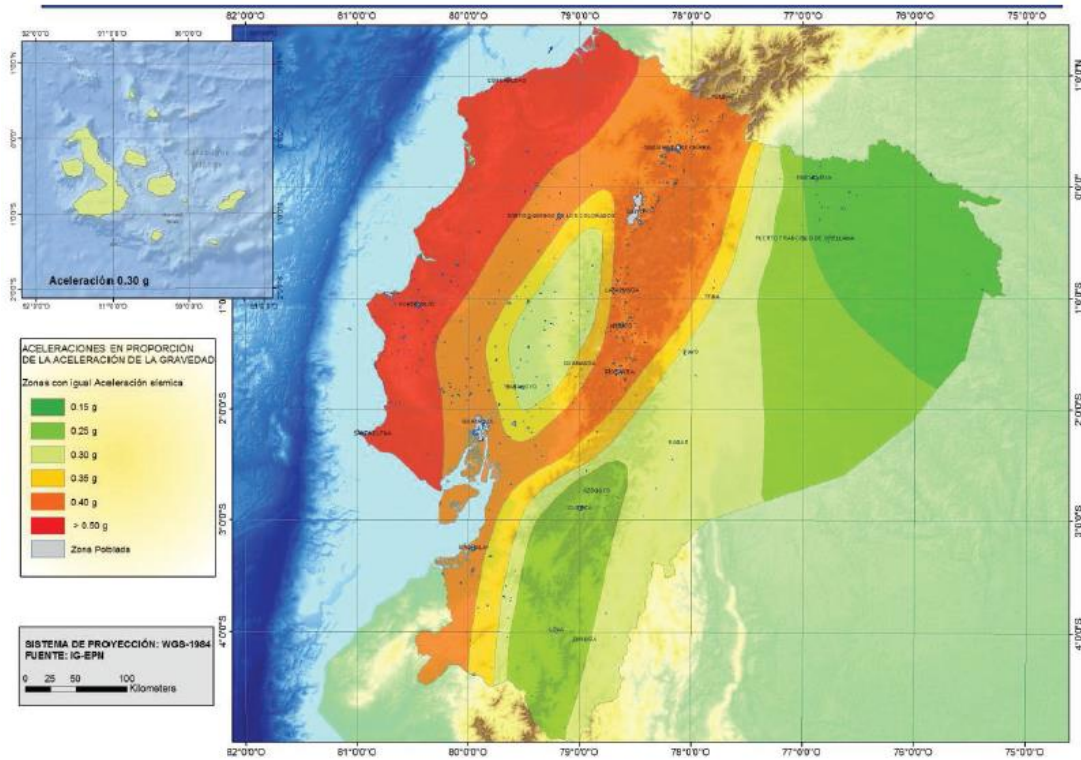
### 1.1.3.2.2. Zonificación sísmica y factor Z

La zonificación sísmica consiste en la división en regiones de un lugar determinado, en cada división se detalla los parámetros de diseño sísmico.

La norma ecuatoriana de la construcción ha dividido a la región en seis zonas sísmicas, lo que caracteriza a cada región es el valor del factor de zona Z, en la figura 2 se puede

observar el mapa de zonificación sísmica para un periodo de retorno de 475 años que es el producto de un estudio de peligrosidad sísmica. [11]

**Figura 2:** Mapa de Zonificación del Ecuador.



**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

En la Tabla 1 se puede observar los valores de Z que se asignó para cada región en la que se dividió a todo el Ecuador, la mayor parte de región presenta una amenaza sísmica alta, con dos diferencias que en la región nororiente existe una amenaza sísmica intermedia y en la región litoral es muy alta. [11]

**Tabla 1:** Valore del factor Z en función de la zona sísmica adoptado.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

### Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La velocidad de onda de corte  $V_s$  se utiliza para la obtención de las características dinámicas del suelo de una determina zona, por lo que es uno de los principales parámetros para establecer y estudiar el comportamiento dinámico de perfiles de suelo ante efectos de cargas cíclicas. [12]

La Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 clasifica el tipo de suelo en base a la velocidad de onda de corte y también permite saber si las velocidades se amplifican a lo largo del suelo, por lo que es importante al momento de realizar el diseño de la estructura ya que podrían causar daños estructurales considerables en las edificaciones y viviendas. [13]

En la tabla 2 se presenta la clasificación de suelo por perfiles tipo A, B, C, D y E con los parámetros que corresponden a los 30 metros superiores de cada perfil, en cambio se toman otros criterios con el perfil tipo F ya que no se debe limitar a las características de los 30 metros superiores del perfil con espesores de suelo considerables. [11]

**Tabla 2:** Clasificación de los Perfiles de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$
E	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfiles que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1-</b> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2-</b> Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3-</b> Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad $IP > 75$ ).	
	<b>F4-</b> Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	

	<b>F5-</b> Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ 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.
	<b>F6-</b> Rellenos colocados sin control ingenieril.

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

### 1.1.3.3. Vulnerabilidad sísmica

Se puede definir como la disposición que tienen las estructuras o la capacidad de cada elemento estructural que la componen, para soportar eventos sísmicos. Para que una estructura tenga mayor o menor vulnerabilidad ante un terremoto dependen específicamente de la configuración estructural, la resistencia de los materiales de cada elemento, la calidad con la que fue construida, entre otros parámetros. Es independiente de la peligrosidad sísmica de la zona de localización, por lo tanto, una estructura puede tener vulnerabilidad, pero no encontrarse en riesgo, en cambio presentara riesgo si se encuentra emplazada en un sitio con peligrosidad sísmica. Por lo que es importante realizar los estudios de vulnerabilidad sísmica en diferentes obras de ingeniería civil que requieran conocer el posible comportamiento que tendrán ante un evento sísmicos y las consecuencias que podrían causar. [14]

#### **Daños en la edificación**

Se puede clasificar el daño en dos categorías:

- **Daño estructural.** – este tipo de daño es el más importante por lo que puede ocasionar que la estructura colapse o que tenga un alto costo de reparación. El daño estructural, está en función del comportamiento de los elementos estructurales tales son las columnas, vigas, muros, losas, cimentación, esto depende de las cargas actuantes, la configuración y los materiales que lo conforman. [14]
- **Daño no estructural.** – este tipo de daño no genera un peligro en el comportamiento de la estructura, pero causa un elevado incremento en las pérdidas económicas; se detecta generalmente en elementos que no son parte del sistema que resiste las cargas, estos son muros de mampostería, paneles, ventanales, etc. [14]

#### 1.1.3.3.1. Vulnerabilidad Estructural

Se define como el comportamiento que presentan los elementos o componentes estructurales ante un sismo ocasionando daños, generando el deterioro físico de los componentes que forman el sistema resistente de la edificación, esto incluye columnas,



vigas, cimientos, muros portantes y diafragmas. El daño estructural que sufrirá una edificación está relacionado con las características de los elementos estructurales, la configuración, la calidad de los materiales empleados y las cargas actuantes. [15]

La norma ecuatoriana de la construcción proporciona información de la configuración estructural y de las irregulares que se debe evitar.

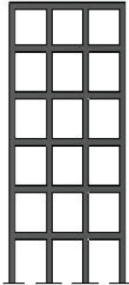
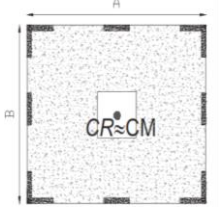
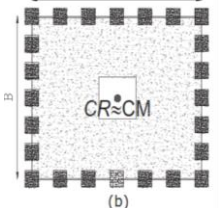
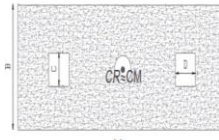
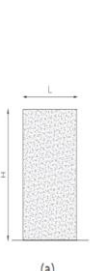
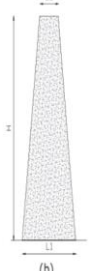
### Configuración estructural

Se define como la distribución del sistema estructural y de los elementos de forma vertical y horizontal de la estructura. Será mayor el daño que sufra la edificación bajo acciones del evento sísmico cuando más compleja sea la configuración estructural. [1]

- **Configuraciones recomendables**

Para tener un apropiado desempeño sísmico se debe tener en cuenta que las configuraciones de las estructuras sean simples y regulares como se recomienda en la tabla 3. [11]

**Tabla 3:** Configuraciones estructurales recomendadas

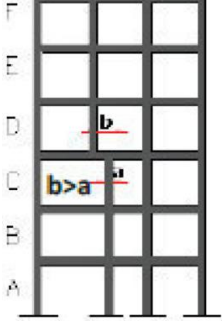
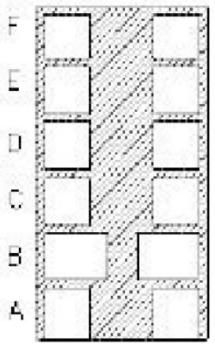
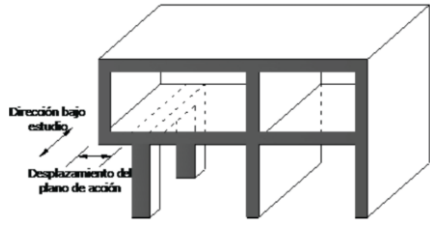
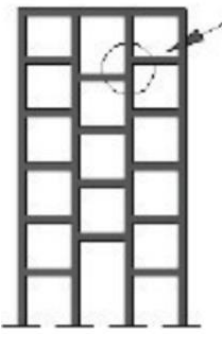
Configuración en Elevación $\phi_{Ei} = 1$		Configuración en Planta $\phi_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei} = 1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante a Centro de Masa. $\phi_{Pi} = 1$	  
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei} = 1$	 		

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

- **Configuraciones más complejas**

Con la finalidad de evitar acumulaciones de daños en diversos componentes a causa del deterioro de la ductilidad global de la estructura se debe evitar en su configuración los cambios abruptos de rigidez y resistencia, en la tabla 4 se muestran las configuraciones que no se recomiendan en las estructuras. [11]

**Tabla 4:** Configuraciones estructurales no recomendadas

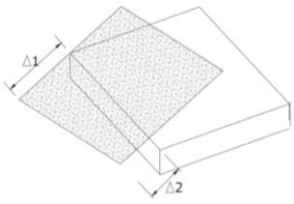
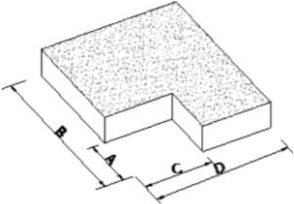
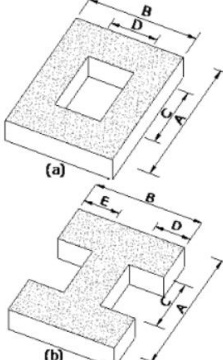
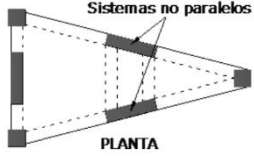
Irregularidades en elevación		Irregularidades en Planta
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos verticales.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamiento del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p><b>Piso débil – Discontinuidad en la resistencia.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendable cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p><b>Columna corta.</b></p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

### Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

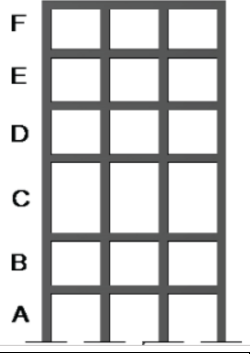
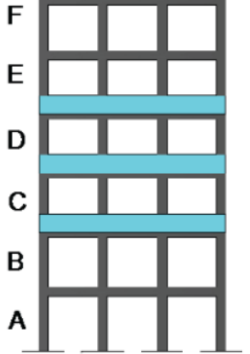
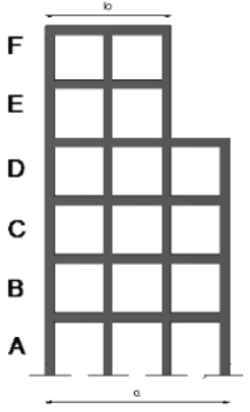
En la Tabla 5 y la Tabla 6 representan las características de irregularidades que se presenta con más frecuencia en las estructuras, de igual manera se presenta las características para la evaluación de las irregularidades. [11]

**Tabla 5:** Coeficiente de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1</b> – Irregularidad torsional  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p><b>Tipo 2</b> – Retrocesos excesivos en las esquinas <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3</b> – Discontinuidades en el sistema de piso <math>\phi_{pi} = 0.9</math></p> <p>a) <math>CxD &gt; 0.5Ax B</math>  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4</b> – Ejes estructurales no paralelos <math>\phi_{pi} = 0.9</math></p> <p>La Estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p><b>Nota:</b> La descripción de estas irregularidades no facultad al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

**Tabla 6:** Coeficiente de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 – Piso flexible  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(KD+KE+KF)}{3}</math>  La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2</b> – Distribución de masa  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_c</math>  La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica  <math>\phi_{pi} = 0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math>  La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**Fuente:** NEC-SE-DS, 2015

Los coeficientes de configuración estructural penalizan al diseño cuando la estructura presenta alguna irregularidad ya sea en planta como en elevación, con la finalidad de tener en cuenta estas irregularidades que provocan un deficiente comportamiento estructural ante un evento sísmico. Dichos coeficientes aumentan el valor del cortante de diseño para suministrar mayor resistencia a la estructura, pero no impide el deficiente comportamiento sísmico, por lo que se recomienda que las estructuras nos presenten las irregularidades de las tablas mencionadas. [11]

#### **1.1.3.3.2. Vulnerabilidad No Estructural**

Está asociada a los daños que puede sufrir los elementos o componentes no estructurales debido a la ocurrencia de un evento sísmico, que implica el deterioro físico de los elementos que no forman parte del sistema resistente de la edificación, que cumplen funciones esenciales como plomería, conexiones eléctricas, aire acondicionado, calefacción, etc. Estos elementos están integrados al sistema estructural como es la mampostería, ventanas, puertas, cerramientos, techos, cielos rasos, etc. [15]

Los componentes no estructurales inciden en la generación de daños estructurales o cambian significativamente la respuesta dinámica que se espera en el diseño, como la presencia de escaleras, pesados recubrimientos y elementos de mampostería, que alteran las propiedades dinámicas ocasionando excentricidad y efectos torsionales inapropiados. El efecto de columna corta que se genera por la incorrecta interacción entre los componentes no estructurales y los estructurales ocasionando grandes daños, por lo que es importante en análisis y diseño estructural tomar en cuenta esta interacción de los elementos para no generar vulnerabilidad de la edificación. [15]

#### **1.1.3.3.3. Vulnerabilidad Funcional**

Se define como el comportamiento de las instalaciones de la estructura, como cambia el funcionamiento a consecuencia del incremento abrupto en la demanda de sus servicios en situaciones de emergencia o del impacto de un sismo, el colapso funcional se define cuando la instalación no es capaz de brindar los servicios, aunque no presente daños físicos en su estructura. Los factores que incrementan la vulnerabilidad funcional de las instalaciones se mencionan: [15]

- La inapropiada distribución de áreas.
- Ausencia de un plan estratégico para enfrentar emergencias.
- Carencia de sistemas de evacuación y vías de escape.
- Incorrecta distribución entre espacios.
- Ausencia de sistemas de señalización y comunicación.

#### **1.1.3.3.4. Análisis de vulnerabilidad sísmica**

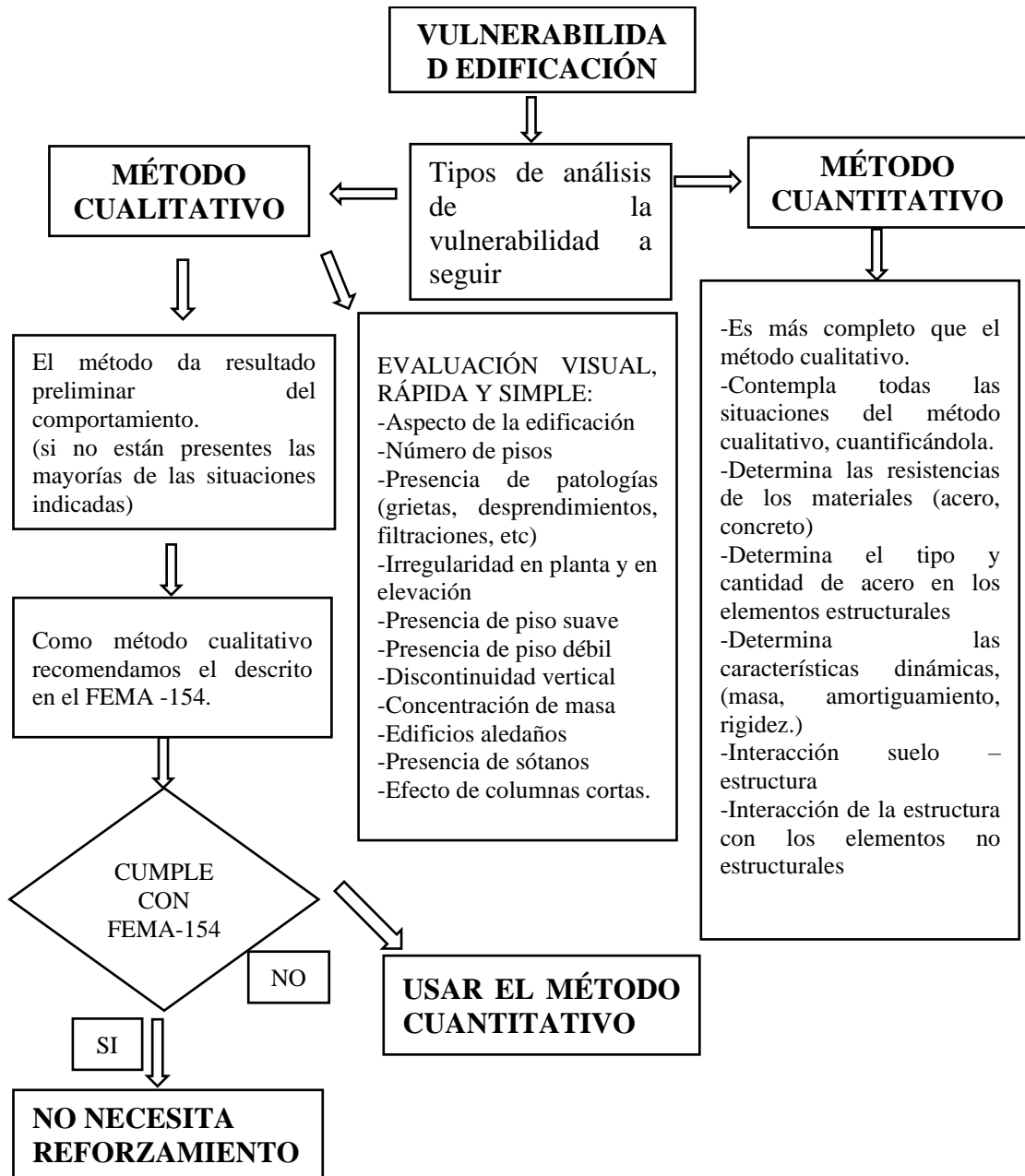
El objetivo principal de un estudio de vulnerabilidad es determinar la susceptibilidad o el nivel de daño generado en la infraestructura, equipamiento y funcionalidad de una o varios edificios frente a un desastre determinado, en el caso de estudio el fenómeno a ser considerado es la ocurrencia de un evento sísmico. [16]

La vulnerabilidad sísmica de los diferentes elementos que integra una estructura es un factor fundamental para determinar el riesgo sísmico de una localidad. Es de gran importancia de las edificaciones esenciales conocer su nivel de riesgo y su nivel de vulnerabilidad ya que deben permanecer funcional después de un evento sísmico para mantener una atención óptima en una emergencia sísmica. [15]

Para la realización de estudios de análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura, las normas internacionales presentan diversos métodos, pero de forma general los métodos se pueden clasificar en dos grupos:

- **Métodos Cualitativos:** se establecen diferentes niveles o descripciones de daño para evaluar de manera rápida y sencilla diversas edificaciones, que se basa en la observación e identificación de deterioros y fallas estructurales con fines de cuantificación del riesgo sísmico. [16]
- **Métodos Cuantitativos:** cuando se requiere realizar una análisis más detallado y minucioso desarrollando modelos de daños que permiten evaluar el daño estructural con el fin para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos. [15]

**Figura 3:** Diagrama del proceso de vulnerabilidad sísmica



**Fuente:** J. Hernández, Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente.

#### **1.1.3.4. Análisis cualitativos**

Es un método de evaluación rápida en cual consiste que únicamente el especialista encargado debe realizar una visita a la edificación y completar un formulario que se basa en parámetros para asignar una calificación y poder ubicarlo en una categoría dependiendo de la metodología utilizada, el proceso no necesita de análisis estructural ya que solo se requiere de la identificación del sistema estructural de la edificación y de recolectar datos requeridos por los formularios. [1]

##### **1.1.3.4.1. Evaluación visual rápida de edificios para potencial riesgos sísmicos FEMA 154**

La normativa FEMA 154 plantea la metodología de evaluación visual rápido (RVS Rapid Visual Screening) con el fin de identificar, clasificar e inspeccionar edificios con un potencial peligro sísmico. Cuando se identifique que los edificios son potencialmente peligrosos deben ser evaluados a detalle por un profesional con experiencia en diseño sísmico para afirmar dicha hipótesis. El procedimiento de RVS utiliza una metodología que consiste en el estudio de la fachada de la edificación y de un formulario de obtención de datos que el encargo de realizar el estudio va completando, basándose en la observación visual de la estructura desde el exterior, en el caso de ser posible también desde el interior. [2]

El formulario o formatos de recopilación de datos se presenta en Tabla 7 y Tabla 8 donde se anota toda la información del edificio: su uso y tamaño, croquis, fotografía y datos relacionados con el desempeño sísmico, con todos los datos obtenidos, se designa una puntuación que indica el grado de vulnerabilidad sísmica.

El método RVS se puede implementar de manera rápida y de bajo costo para elaborar una lista de edificaciones que tengan un alto peligro sísmico sin tener que realizar un análisis sísmico a detalle a cada edificio de manera individual que por lo general son costosos. Con referencia al sistema de puntuación, cuando una edificación obtiene una alta puntuación, se determina que el edificio presenta una adecuada resistencia sísmica por lo tanto no presenta riesgo de colapso durante un evento sísmico, por otro lado, si tiene una puntuación baja la estructura será evaluada por un especialista en el área de diseño sísmico. [2]



## **Formulario de recopilación de datos de NIVEL 1**

El formulario debe ser llenado para cada edificio que se va a realizar la evaluación con los siguientes pasos:

1. Verificar y actualizar la información de identificación de la estructura.
2. Caminar alrededor del edificio para identificar el número de pisos y la forma, y dibujar una vista en planta y elevación en el formulario.
3. Tomar una fotografía al edificio.
4. Determinar y documentar la ocupación.
5. Revisar el tipo de suelo y los riesgos geológicos.
6. Identificar problemas adyacentes, irregularidades en la construcción y cualquier posible peligro de caída en el exterior.
7. Añadir comentarios sobre circunstancias inusuales que afecten a la evaluación.
8. Identificar el material de construcción y el sistema estructural desde el interior de la edificación en el caso de ser posible, con el fin de identificar el tipo de edificación según la FEMA y marcar con un círculo en el formulario la puntuación básica.
9. Identificar y marcar los modificadores de la puntuación en la parte del rendimiento sísmico en el formulario, por ejemplo, la fecha de diseño, las irregularidades y el tipo de suelo.
10. Determinar el puntaje final del formulario de Nivel 1,  $S_{L1}$ , para lo cual se realiza con la puntuación asignada en el paso 8 y con el puntaje de cada modificador del paso 9.
11. Al final del formulario completar con el resumen de la evaluación, el alcance de la revisión, otros peligros y las medidas necesarias.

En la tabla 7 se muestra el formulario de recopilación de datos.

**Tabla 7:** Formulario de recolección de datos Nivel 1

**Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards**  
FEMA P-154 Data Collection Form

**Level 1**  
**HIGH Seismicity**

PHOTOGRAPH

SKETCH

Address: \_\_\_\_\_ Zip: \_\_\_\_\_

Other Identifiers: \_\_\_\_\_

Building Name: \_\_\_\_\_

Use: \_\_\_\_\_

Latitude: \_\_\_\_\_ Longitude: \_\_\_\_\_

Sr: \_\_\_\_\_ S/c: \_\_\_\_\_

Screeners(s): \_\_\_\_\_ Date/Time: \_\_\_\_\_

No. Stories: Above Grade: \_\_\_\_\_ Below Grade: \_\_\_\_\_ Year Built:  EST

Total Floor Area (sq. ft.): \_\_\_\_\_ Code Year: \_\_\_\_\_

Additions:  None  Yes, Year(s) Built: \_\_\_\_\_

Occupancy: Assembly  Commercial  Emer. Services  Historic  Shelter  
 Industrial  Office  School  Government  
 Utility  Warehouse  Residential, # Units: \_\_\_\_\_

Soil Type:  A Hard Rock  B Avg Rock  C Dense Soil  D Stiff Soil  E Soft Soil  F Poor Soil  DNK If DNK, assume Type D.

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes/No/DNK Landslide: Yes/No/DNK Surf. Rupt.: Yes/No/DNK

Adjacency:  Pounding  Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities:  Vertical (type/severity) \_\_\_\_\_  
 Plan (type) \_\_\_\_\_

Exterior Falling Hazards:  Unbraced Chimneys  Heavy Cladding or Heavy Veneer  
 Parapets  Appendages  
 Other: \_\_\_\_\_

COMMENTS:

Additional sketches or comments on separate page

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, $S_{L1}$																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (RF)	S3 (M)	S4 (RC SW)	S5 (UPM M)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (UPM M)	PC1 (T)	PC2	RM1 (PD)	RM2 (PD)	URM	MH
<b>Basic Score</b>		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Severe Vertical Irregularity, $V_{1I}$		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Moderate Vertical Irregularity, $V_{2I}$		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Plan Irregularity, $P_{1I}$		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Code		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post-Benchmark		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Soil Type E (1-3 stories)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Soil Type E (> 3 stories)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Minimum Score, $S_{MIN}$		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

**FINAL LEVEL 1 SCORE,  $S_{L1} \geq S_{MIN}$**

<p><b>EXTENT OF REVIEW</b></p> <p>Exterior: <input type="checkbox"/> Partial <input type="checkbox"/> All Sides <input type="checkbox"/> Aerial  <input type="checkbox"/> None <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Entered</p> <p>Interior: <input type="checkbox"/> None <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Entered</p> <p>Drawings Reviewed: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No</p> <p>Soil Type Source: _____</p> <p>Geologic Hazards Source: _____</p> <p>Contact Person: _____</p> <p><b>LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?</b></p> <p><input type="checkbox"/> Yes, Final Level 2 Score, <math>S_{L2}</math> _____ <input type="checkbox"/> No</p> <p>Nonstructural hazards? <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No</p>	<p><b>OTHER HAZARDS</b></p> <p>Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?</p> <p><input type="checkbox"/> Pounding potential (unless <math>S_{L2} &gt;</math> cut-off, if known)</p> <p><input type="checkbox"/> Falling hazards from taller adjacent building</p> <p><input type="checkbox"/> Geologic hazards or Soil Type F</p> <p><input type="checkbox"/> Significant damage/deterioration to the structural system</p>	<p><b>ACTION REQUIRED</b></p> <p>Detailed Structural Evaluation Required?</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, unknown FEMA building type or other building</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, score less than cut-off</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, other hazards present</p> <p><input type="checkbox"/> No</p> <p>Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated</p> <p><input type="checkbox"/> No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary</p> <p><input type="checkbox"/> No, no nonstructural hazards identified <input type="checkbox"/> DNK</p>
--	--	--

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM/MF = Unreinforced masonry m/m MH = Manufactured Housing PD = Flexible diaphragm

Fuente: FEMA 154.

**Tabla 8:** Formulario de recolección de datos Nivel 2

**Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards** **Level 2 (Optional)**  
**HIGH Seismicity**  
 FEMA P-154 Data Collection Form

Optional Level 2 data collection to be performed by a civil or structural engineering professional, architect, or graduate student with background in seismic evaluation or design of buildings.

Bldg Name:	Final Level 1 Score: $S_{L1} =$	(do not consider $S_{W1}$ )
Screener:	Level 1 Irregularity Modifiers: Vertical Irregularity, $V_{L1} =$	Plan Irregularity, $P_{L1} =$
Date/Time:	ADJUSTED BASELINE SCORE: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$	

STRUCTURAL MODIFIERS TO ADD TO ADJUSTED BASELINE SCORE				
Topic	Statement (If statement is true, circle the "Yes" modifier; otherwise cross out the modifier.)	Yes	Subtotal	
Vertical Irregularity, $V_{L2}$	Sloping Site W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-1.2		
	Non-W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-0.3		
	Weak and/or Soft Story (circle one maximum)	W1 building cripple wall: An unbraced cripple wall is visible in the crawl space.		-0.6
		W1 house over garage: Undereath an occupied story, there is a garage opening without a steel moment frame, and there is less than 1' of wall on the same line (for multiple occupied floors above, use 10' of wall minimum).		-1.2
		W1A building open front: There are openings at the ground story (such as for parking) over at least 50% of the length of the building.		-1.2
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is less than 50% of that at story above or height of any story is more than 2.0 times the height of the story above.		-0.9
	Setback	Non-W1 building: Length of lateral system at any story is between 50% and 75% of that at story above or height of any story is between 1.3 and 2.0 times the height of the story above.		-0.5
		Vertical elements of the lateral system at an upper story are outboard of those at the story below causing the diaphragm to cantilever at the offset.		-1.0
		Vertical elements of the lateral system at upper stories are inboard of those at lower stories.		-0.5
	Short Column/ Pier	There is an in-plane offset of the lateral elements that is greater than the length of the elements.		-0.3
C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: At least 20% of columns (or piers) along a column line in the lateral system have height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio at that level.		-0.5		
C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: The column depth (or pier width) is less than one half of the depth of the spandrel, or there are infill walls or adjacent floors that shorten the column.		-0.5		
Other Irregularity	Split Level: There is a split level at one of the floor levels or at the roof.	-0.5		
	There is another observable severe vertical irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-1.0		
	There is another observable moderate vertical irregularity that may affect the building's seismic performance.	-0.5		
Plan Irregularity, $P_{L2}$	Torsional Irregularity: Lateral system does not appear relatively well distributed in plan in either or both directions. (Do not include the W1A open front irregularity listed above.)	-0.7	$V_{L2} =$ (cap at -1.2)	
	Non-parallel system: There are one or more major vertical elements of the lateral system that are not orthogonal to each other.	-0.4		
	Reentrant corner: Both projections from an interior corner exceed 25% of the overall plan dimension in that direction.	-0.4		
	Diaphragm opening: There is an opening in the diaphragm with a width over 50% of the total diaphragm width at that level.	-0.2		
	C1, C2 building out-of-plane offset: The exterior beams do not align with the columns in plan.	-0.4		
Other Irregularity: There is another observable plan irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-0.7	$P_{L2} =$ (cap at -1.1)		
Redundancy: The building has at least two bays of lateral elements on each side of the building in each direction.	+0.3			
Pounding	Building is separated from an adjacent structure by less than 1% of the height of the shorter of the building and adjacent structure and:		$M =$	
	The floors do not align vertically within 2 feet. ; (Cap total	-1.0		
S2 Building	"K" bracing geometry is visible.	-1.0	pounding modifiers at -1.2)	
C1 Building	Flat plate serves as the beam in the moment frame.	-0.4		
PC1/RM1 Bldg	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending. (Do not combine with post-benchmark or retrofit modifier.)	+0.3		
PC1/RM1 Bldg	The building has closely spaced, full height interior walls (rather than an interior space with few walls such as in a warehouse).	+0.3		
URM	Gable walls are present.	-0.4		
MH	There is a supplemental seismic bracing system provided between the carriage and the ground.	+1.2		
Retrofit	Comprehensive seismic retrofit is visible or known from drawings.	+1.4		
<b>FINAL LEVEL 2 SCORE, <math>S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}</math></b> (Transfer to Level 1 form)				
There is observable damage or deterioration or another condition that negatively affects the building's seismic performance: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No if yes, describe the condition in the comment box below and indicate on the Level 1 form that detailed evaluation is required independent of the building's score.				

OBSERVABLE NONSTRUCTURAL HAZARDS				
Location	Statement (Check "Yes" or "No")	Yes	No	Comment
Exterior	There is an unbraced unreinforced masonry parapet or unbraced unreinforced masonry chimney.			
	There is heavy cladding or heavy veneer.			
	There is a heavy canopy over exit doors or pedestrian walkways that appears inadequately supported.			
	There is an unreinforced masonry appendage over exit doors or pedestrian walkways.			
	There is a sign posted on the building that indicates hazardous materials are present.			
	There is a taller adjacent building with an unanchored URM wall or unbraced URM parapet or chimney.			
Interior	Other observed exterior nonstructural falling hazard:			
	There are hollow clay tile or brick partitions at any stair or exit corridor.			
Other observed interior nonstructural falling hazard:				
<b>Estimated Nonstructural Seismic Performance</b> (Check appropriate box and transfer to Level 1 form conclusions)				
<input type="checkbox"/> Potential nonstructural hazards with significant threat to occupant life safety → Detailed Nonstructural Evaluation recommended				
<input type="checkbox"/> Nonstructural hazards identified with significant threat to occupant life safety → But no Detailed Nonstructural Evaluation required				
<input type="checkbox"/> Low or no nonstructural hazard threat to occupant life safety → No Detailed Nonstructural Evaluation required				

Fuente: FEMA 154

**Determinación de la Zona sísmica**

Se debe determinar en primer lugar que en zona sísmica se está asentando la estructura, para poder elegir el formulario adecuado ya que existe 5 categorías dependiente de la región sísmica: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta. [2]

En la tabla 9 se puede observar los parámetros, lo cuales se basan en los valores de la aceleración espectral para un período de 0.2 segundos y un período de 1.0 segundos, para poder seleccionar la zona sísmica adecuada.

**Tabla 9:** Determinación de la región sísmica

Región sísmica	Respuesta de la aceleración espectral	
	Período corto o 0.2 segundos	Período largo o 1.0 segundos
Baja	Menos de 0.250g	Menos de 0.100g
Moderada	Mayor o igual a 0.250g, pero menos de 0.500g	Mayor o igual a 0.100g, pero menos de 0.200g
Moderadamente alta	Mayor o igual a 0.500g, pero menos de 1.00g	Mayor o igual a 0.200g, pero menos de 0.400g
Alta	Mayor o igual a 1.000g, pero menos de 1.500g	Mayor o igual a 0.400g, pero menos de 0.600g
Muy Alta	Mayor o igual a 1.500g	Mayor o igual a 0.600g

**Nota:** g = aceleración de la gravedad

**Fuente:** FEMA 154

#### Información de suelo según FEMA 154

El tipo de suelo tiene una gran influencia en la amplitud y duración del evento sísmico. Es decir, cuanto mayor sea la profundidad del suelo hasta el lecho de roca en una zona, sufrirá más daños durante el movimiento del sismo. Para definir el tipo de suelo se proporciona parámetros que se encuentra en la Tabla 10. [2]

El tipo de suelo no se puede identificar tan fácilmente de forma visual en el campo, de tal manera debe ser identificado en la planificación del proyecto por estudios realizados anteriormente, para poder utilizar de manera rápida durante el RVS. Se debe comprobar el tipo de suelo para asignarlo en el formulario correctamente según la designación por letras de la A hasta a la F. [2]

**Tabla 10:** Definiciones del tipo de suelo

Tipo de suelo	Velocidad de onda de corte, $V_s^{30}$ (m/s)	Número de golpes estándar, N	Resistencia al corte no drenado superior a los 300m, $S_u$ (Kg/m <sup>2</sup> )
A. Roca dura	$V_s^{30} > 1520$		
B. Roca	$760 < V_s^{30} < 1520$		
C. Suelo muy denso y roca blanda	$366 < V_s^{30} < 760$	$N > 50$	$S_u > 9760$
D. Suelo rígido	$183 < V_s^{30} < 360$	$15 < N < 50$	$4880 < S_u < 9760$
E. Suelo arcilloso blando	$V_s^{30} \leq 183$	$N < 15$	$S_u < 4880$

	Más de 3 metros de suelo blando con un índice de plasticidad $IP > 20$ , contenido de agua $w > 40\%$ , y $S_u < 2440 \text{ Kg/m}^2$ .
<b>F. Suelo pobre</b>	Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Suelos vulnerables a un posible fallo o colapso bajo carga sísmica, como suelos con licuefacción, arcillas rápidas y altamente sensibles, suelos colapsables débilmente cementados.</li> <li>• Suelo con espesor de 3 metros de turba o arcilla altamente orgánica.</li> <li>• Arcillas de 36 metros de arcilla blandas o medias rígidas.</li> </ul>

**Fuente:** FEMA 154

### **Tipos de edificios considerados de la FEMA y puntajes básicos.**

En la Tabla 11 se menciona los 17 tipos de edificios de la FEMA que se considera para el procedimiento de RVS, se debe seleccionar correctamente el sistema estructural que se encuentra en el formulario de recolección de datos de nivel 1. [2]

**Tabla 11:** Tipología del sistema estructural FEMA 154

<b>TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	
W1	Estructuras de madera ligera una o más viviendas de una o más plantas.
W1A	Edificios residenciales de madera ligera de varias unidades y varios pisos, el área de cada piso de más de 3000 pies cuadrados.
W2	Edificios comerciales e industriales con pórtico de madera con una superficie de más de 5000 pies cuadrados.
S1	Edificios con pórticos de acero resistentes a momentos.
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero.
S3	Construcciones livianas de metal.
S4	Edificios con pórticos de acero con muros de corte de hormigón colado.
S5	Edificios con estructuras de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzado.
C1	Edificios con pórticos de hormigón resistente a momentos.
C2	Edificios de muros de corte de hormigón.
C3	Edificios con pórticos de hormigón con paredes de rellenos de mampostería no reforzada.
PC1	Edificios inclinados
PC2	Edificios prefabricados de hormigón armado.
RM1	Edificios de mampostería reforzados con diafragmas flexibles.
RM2	Edificios de mampostería reforzados con diagramas rígidos.
URM	Edificios de muros de mampostería no reforzados.
MH	Vivienda prefabricada.

**Fuente:** FEMA 154

Los puntajes básicos de cada tipo de estructura se han calculado en función de la estimación de daños y pérdidas disponibles, que considera la ocurrencia de colapso del

edificio durante un evento sísmico, los puntajes son diferentes dependiendo de la zona sísmica, en la tabla 12 se muestra los puntajes básicos como aparece en el formulario de recopilación de datos de alta sismicidad. [2]

**Tabla 12:** Tipos de edificio y puntaje básico del formulario nivel 1

FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5

**Fuente:** Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 154

### Modificadores de puntuación.

La matriz de puntuación se muestra en la Tabla 13, en la que consta la puntuación básica y los modificadores de puntuación según el tipo de sistema estructural asignado, los valores de cada modificador se basan en las características de la estructura, si el puntaje es positivo significa que esa característica del edificio afecta positivamente al funcionamiento del mismo, aumentado el puntaje básico, mientras que, si el puntaje es negativo significa que la característica asignada afecta al rendimiento y disminuye la puntuación final de la evaluación. Si un parámetro se indica con N/A significa que ese modificador no se aplica para el tipo de edificio de FEMA asignado. [2]

**Tabla 13:** Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos del Nivel 1 de alta sismicidad.

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, $S_{L1}$																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Severe Vertical Irregularity, $V_{L1}$		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Moderate Vertical Irregularity, $V_{L1}$		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Plan Irregularity, $P_{L1}$		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Code		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post-Benchmark		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Soil Type E (1-3 stories)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Soil Type E (> 3 stories)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Minimum Score, $S_{MIN}$		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

**Fuente:** FEMA 154

### Puntaje mínimo, $S_{MIN}$

Los modificadores de puntaje se establecieron con la probabilidad de colapsar al cambiar alguna condición. Si al final de la evaluación se determina un puntaje negativo significaría una probabilidad de colapso mayor que el 100% lo que no sería posible, por esta razón se le asigna los puntajes mínimos, dicho valor considera la peor

combinación de los parámetros como son el tipo de suelo, las irregularidades verticales y de planta, la antigüedad de la estructura y todo junto al mismo tiempo. [2]

### 1.1.3.4.2. Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructura existentes NEC 2015

Es una evaluación basada en la FEMA 154, donde un especialista debe realizar la inspección a la edificación y completar un formulario que se muestra en la Tabla 14. El cual se basa en algunos parámetros para asignar una calificación final para categorizar a la estructura. [1]

**Tabla 14:** Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
<b>DATOS DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Dirección:													
Nombre de la edificación:													
Sitio de referencia:													
Tipo de uso:													
Fecha de evaluación:													
Año de construcción:													
Año de remodelación:													
Área construida (m2):													
Número de pisos:													
<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>													
Nombre del evaluador:													
C.I.:													
Registro SENESCYT:													
<b>TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL</b>													
Madera	W1	Pórtico hormigón armado	C1	Pórtico acero laminado	S1								
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. armado con muros estructurales	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2								
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3								
Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón	MX	H. armado prefabricado	PC	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4								
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5								
<b>PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL</b>													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Baja altura (menor 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
<b>CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
<b>TIPO DE SUELO</b>													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
<b>PUNTAJE FINAL</b>													
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>													
S<2.4	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.0<S<2.5	Media vulnerabilidad												
S<2.5	Baja vulnerabilidad												
<b>OBSERVACIONES</b>													

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

La finalidad de la evaluación es determinar que edificios son los más vulnerables durante eventos sísmicos, se debe realizar estudios más detallados en las estructuras que la requieran, los resultados también nos ayudaran a integrar programas de mitigación de riesgos para una zona determinada. [1]

### Identificación de sistemas estructurales.

El profesional encargado de la evaluación debe determinar el sistema estructural de la edificación, para poder identificar el tipo de estructura, el sistema de evaluación se agrupa en 13 categorías que más se presentan en el territorio ecuatoriano, en la siguiente tabla se presenta la tipología del sistema con su código. [1]

**Tabla 15:** Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación

Tipología del sistema estructural			
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2
Mampostería reforzada.	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC
Pórtico Acero Laminado	S1	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Pórtico Acero Doblado en frío	S3	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado.	S4
Pórtico Acero con paredes mampostería	S5		

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

Para cada tipo de estructura de la tabla 15 se estableció un puntaje básico que considera la probabilidad de daño y pérdida de una edificación, estos puntajes se basaron en la normativa FEMA 154. [1]

### Modificadores

Cada uno de los modificadores tienen un valor dependiendo del sistema estructural de cada edificio, cada uno de los valores afectan el rendimiento de la estructura, en el caso que el valor sea N/A significa que no se aplica al tipo de sistema. [1]

En la siguiente tabla se presenta cada modificador que se utiliza para la evaluación de vulnerabilidad sísmica, se menciona los siguientes: la altura de la edificación, irregularidad vertical y en planta, código de la construcción y el tipo de suelo.



**Tabla 16: Puntajes Básicos y modificadores**

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
<b>Puntaje Básico</b>	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN</b>													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
<b>CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN</b>													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
<b>TIPO DE SUELO</b>													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

**Puntaje final, S y grado de vulnerabilidad sísmica.**

Para obtener el puntaje final se suma y/o se resta los valores de los modificadores, se deberá comparar el valor obtenido con los límites que se establece en la tabla 17 con su respectivo grado de vulnerabilidad, las edificaciones identificadas como vulnerables deben ser evaluadas con mayor detalle por un especialista en el área de diseño sísmico. Los resultados finales del análisis nos ayudan también al diseño de programas de mitigación de riesgos sísmicos para una zona determinada, planes de emergencia y contabilizar los edificios vulnerables para posibles reparaciones. [1]

**Tabla 17: Puntaje Final**

Grado de vulnerabilidad sísmica	
$S < 2.4$	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
$2.0 > S > 2.5$	Media vulnerabilidad
$S > 2.5$	Baja Vulnerabilidad

**Fuente:** Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras - NEC.

**1.1.3.5. Análisis Cuantitativos**

Son análisis más complejos con el procesamiento de la información y las acciones requeridas para conocer el grado de vulnerabilidad o el riesgo sísmico. Entre los

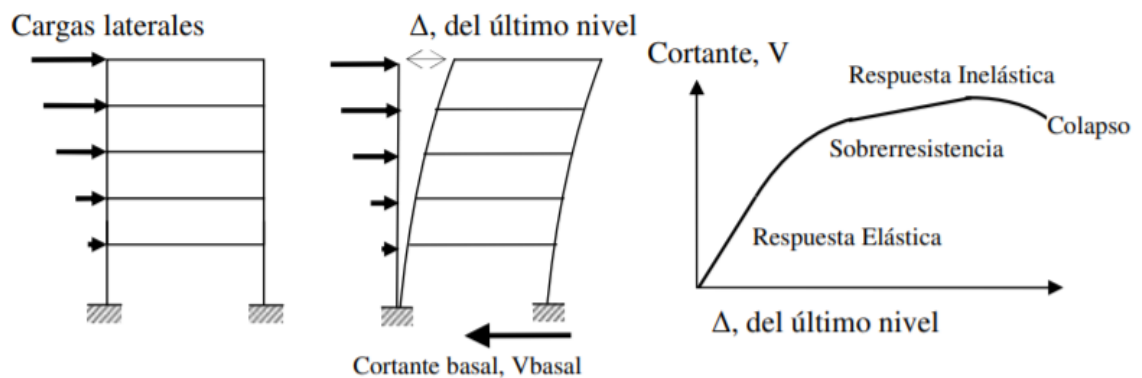
métodos empleados se menciona el análisis estático lineal y no lineal, y los análisis dinámicos lineal y no lineal, la desventaja que presentan es que se necesita mucho tiempo y un elevado costo en el procesamiento de datos. [17]

Para realizar el análisis de vulnerabilidad utilizando métodos cuantitativos se debe tener información básica como las características de los materiales utilizados, las características del suelo y planos estructurales entre otros parámetros que se debe tener en cuenta para realizar el modelamiento de la estructura. [16]

#### 1.1.3.5.1. Análisis Estático No Lineal NSP (PUSHOVER)

Se define como una aproximación de la forma no lineal de la respuesta de una estructura cuando se aplica carga dinámica de sismo. Consiste en aplicar una fuerza lateral aun modelo estructural teniendo en cuenta la no linealidad, y en forma creciente ir aumentando esa carga hasta obtener el desplazamiento objetivo o se genere el colapso de la estructura bajo la combinación de cargas laterales. Como se observa en la figura 4, durante el proceso se obtiene la curva de capacidad que relaciona el cortante basal y desplazamientos en el último nivel. [18]

**Figura 4:** Secuencia del proceso de análisis pushover



**Fuente:** S. Arango y A. Paz, Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería

#### 1.1.3.5.2. Consideraciones de modelado y análisis para NSP

##### Requisitos generales

- La relación entre la fuerza cortante de la base y el desplazamiento lateral del nodo de control se establecerá para los desplazamientos que se encuentra entre 0% y 150% del desplazamiento del objeto,  $\delta t$ . [19]
- Las cargas de gravedad de los componentes deben incluirse en el modelo matemático para su combinación con fuerzas sísmicas, las fuerzas sísmicas se

aplicarán en dirección positiva como en la negativa, y se utilizarán los efectos sísmicos máximos para el análisis. [19]

Para el procedimiento no lineal en caso de carga de gravedad  $Q_G$  se considera la combinación con acciones causadas por fuerzas sísmicas la siguiente expresión:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

$Q_D$  = acción causada por cargas muertas.

$Q_L$  = Acción causada por carga viva, igual al 25% de la carga viva.

$Q_S$  = Acción provocada por una carga de nieve efectiva.

Se debe discretizar el modelo de análisis para representar la respuesta carga-deformación de cada componente a lo largo de su longitud para la ubicación de la acción inelástica. Se deben ubicar los elementos principales y secundarios resistentes a fuerzas laterales. [19]

Es necesario recolectar la siguiente información para realizar un análisis estático no lineal:

- Características de los materiales.
- Dimensiones de los elementos estructurales y el detalle del su armado del acero longitudinal y transversal.
- Las cargas permanentes y variables que son aplicadas en la estructura.
- La resistencia de vigas y columnas.
- Determinar la ubicación donde se podría formar las rotulas plásticas de los elementos estructurales.
- Las cargas laterales que son aplicadas en el centro de masa de la estructura, estas cargas aplicadas por piso deben tener una forma triangular invertida como se observa en la figura 4, la mayor carga en el piso superior y la menor en los pisos inferiores.

En el análisis estático no lineal de la estructura se generan las primeras deformaciones cuando se aplica primero las cargas gravitacionales, luego procede a actuar las cargas laterales que aumentan de forma creciente en una solo dirección hasta formarse la primera rotula plástica y se presenta una disminución de la rigidez de los elementos estructurales, se realiza de forma iterativa hasta que presente la falla total de la estructura. [20]

#### **1.1.3.5.3. Comportamiento no lineal de las estructuras.**

En la mayoría de los diseños se han limitado a utilizar un análisis lineal, que se basa en una relación proporcional del fuerza y deformación, lo que genera buenos resultados en el cálculo de las estructuras de concreto reforzado, pero en consecuencia de este análisis se genera un sobredimensionamiento ya que son obligados a trabajar en el rango elástico. [20]

La rigidez es una propiedad que determina la diferencia entre el análisis lineal y uno no lineal, la cual se define como una medida cualitativa de la resistencia de las deformaciones elásticas por el material, es decir la capacidad de un elemento estructural de soportar esfuerzos sin producir grandes deformaciones. La rigidez puede ser afectado por diferentes características entre las cuales se menciona: la forma, el material y el apoyo o soporte del elemento. [20]

La hipótesis del análisis lineal menciona que los elementos no presentaran cambios en sus propiedades del material y en su forma cuando los cambios de rigidez que se generen sean relativamente pequeños, por lo cual se mantiene la rigidez inicial no deformada, por el contrario, esta hipótesis cambia en el análisis no lineal, la rigidez se tendrá que cambiar durante todo el proceso de deformación. [20]

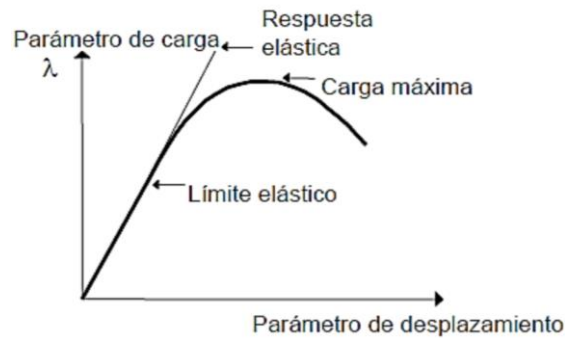
#### **1.1.3.5.4. No linealidad del material**

Las propiedades de los materiales son modificadas por el cambio en la rigidez que es genera por las cargas externas aplicadas. El modelo del material no lineal se utiliza cuando las cargas aplicadas son excesivas que provocar deformaciones permanentes, o cuando las deformaciones unitarias son elevadas. [20]

Los materiales no lineales pierden su rigidez al sobrepasar cierto estado de límite tensional y no puede seguir soportando aumentos de carga. El material es descarga, pero se ve un incremento de deformación, este comportamiento es muy característico del hormigón que se relaciona con modelos fisuración. [20]

En la rehabilitación o reparación el análisis no lineal es muy importancia que el diseño supera los estados limites, las deformaciones y algunas fisuras en los elementos generan un cambio de la rigidez con la que inicialmente la estructura fue diseñada. Por lo tanto, es de gran interés para que la estructura no presente mayores daños y se mantengan funcionales. [20]

**Figura 5:** No linealidad del Concreto



**Fuente:** C. Duarte y M. Martínez, Análisis estático no lineal (pushover)

#### 1.1.3.5.5. Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales

Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas que exponen la relación del esfuerzo y la deformación del material que incorporan sus propiedades, para poder simular su comportamiento físico. El modelo constitutivo se lo aplica únicamente para las condiciones para las cuales fueron validados y desarrollados. [21]

#### Modelo constitutivo del hormigón

La forma más aproximada del comportamiento del material de los elementos estructurales es el modelo de hormigón confinado, mejora el desempeño del hormigón con el confinamiento mediante refuerzo transversal permitiendo mayores resistencias y deformaciones, en consecuencia, incrementa la ductilidad de los elementos de hormigón. [22]

La falla más frecuente durante un evento sísmico se debe a la ausencia del correcto confinamiento del hormigón como se observa en la siguiente figura:

**Figura 6:** Falla por insuficiente confinamiento en columna y viga



**Fuente:** Y. Mieles Bravo

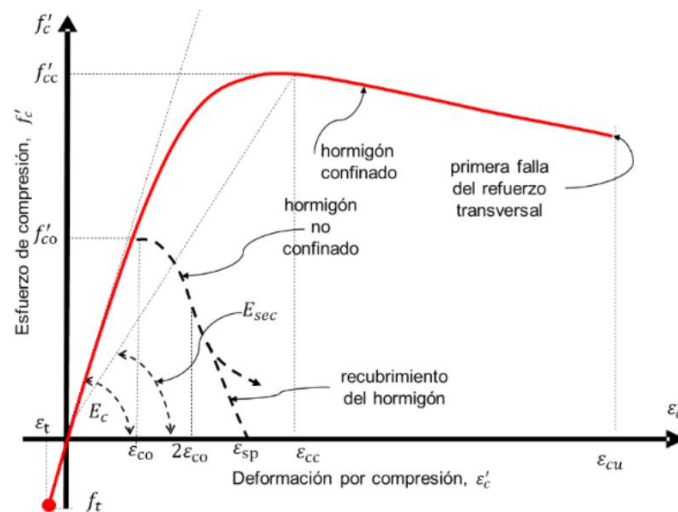
Diferentes estudios como el de Park (1982), Mander (1988), Saatcioglu-Razi (1992) y Chung (2002), propusieron diferentes relaciones esfuerzo deformación para el hormigón confinado. [22]

### Modelo de Mander (1988)

El modelo de comportamiento para el hormigón confinado establecido por Mander, donde considera el confinamiento por el refuerzo transversal del acero, el esfuerzo de compresión y la deformación última. En la figura 7 se observa una primera rama parabólica que considera el aporte importante del confinamiento y es representando por un incremento de la resistencia a compresión y la deformación del hormigón. El inicio de la falla ocurre cuando colapsa el refuerzo transversal por lo que ya no logra confinar al núcleo de hormigón, provocando mayores deformaciones que las permitidas por otros modelos. [22]

La propuesta de Mander es muy aplicable en la actualidad, ya que forma parte de la programación de varios softwares como el ETABS y el SAP 2000.

**Figura 7:** Modelos para hormigón confinado según Mander (1988)



**Fuente:** Y. Mielles, Estudio de alteraciones en el comportamiento estructural de vigas de Hormigón armado

**Ecuaciones:**

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Relación de módulos de elasticidad:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right)$$

$$fl = 0.5 k_e p_s f_{yh}$$

Donde:

- $f'_{cc}$  Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.
- $f'_c$  Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado.
- $fl$  Presión radical máxima efectiva del confinamiento.
- $f_c$  Esfuerzo de compresión del concreto.
- $\varepsilon_c$  Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.
- $\varepsilon_{cc}$  Deformación de compresión.
- $k_e$  Factor de efectividad del confinamiento.
- $p_s$  Radio volumétrico del refuerzo transversal.
- $f_{yh}$  Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Para la estimación de la resistencia del hormigón se utilizó el ensayo no destructivo mediante el martillo esclerométrico. El ensayo consiste en un martillo de acero que con una cantidad de energía golpea la superficie del concreto, el resultado que arroja es la medida de la distancia de rebote del martillo, lo cual permite obtener la resistencia del concreto en la superficie. [37]

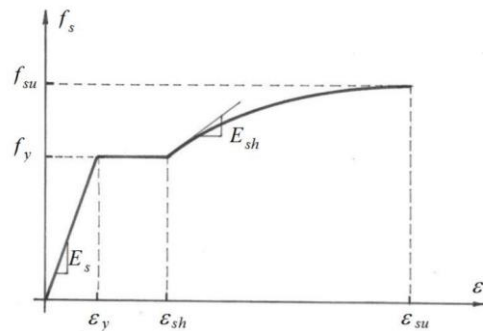
En la norma ASTM C 805 indica las características y la forma de preparación del área que se va a ensayar, la cuales se menciona a continuación:

- Los elementos de hormigón deben tener mínimo de 100 mm de espesor.
- La superficie debe tener un aspecto liso y libre de humedad.
- El área de ensayo debe tener por lo menos 150 mm de diámetro.
- Mantener firmemente el equipo en posición perpendicular a la superficie.
- Las distancias entre puntos de impacto deben ser mínimo 25 mm.
- Tomar al menos 10 lecturas de cada área de prueba. [38]

### Modelo constitutivo del Acero:

El modelo propuesto por Park (1975) representa el comportamiento del acero. El modelo establece una curva con tres zonas: la primera conocida como la región elástica del material que tiene una característica elástico lineal, la segunda es una meseta conocida como zona de fluencia que es perfectamente plástica, donde a tensión constante la deformación va aumentando y la tercera zona de endurecimiento por deformación inicia cuando el acero obtiene un aumento de tensiones por el reordenamiento de sus estructura interna recuperando su capacidad de resistir cargas, produciendo el segmento de fluencia, como se puede observar en la siguiente figura: [23]

**Figura 8:** Modelo constitutivo para acero de hormigón estructural



**Fuente:** D. Bakaleiko y R. Detke, Técnicas de simulación numérica para estructuras.

**Ecuaciones:**

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$f_s = f_y$$

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^2$$

$$p = E_{sh} (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) / (f_{su} - f_y)$$

Dónde:

- $E_s$  Módulo de elasticidad del acero.
- $E_{sh}$  Módulo tangente al inicio del endurecimiento.
- $f_y$  Tensión de fluencia.
- $f_{su}$  Tensión ultima.



- $\epsilon_{sh}$  Deformación al final de la meseta de fluencia.
- $\epsilon_{su}$  Deformación ultima a  $f_{su}$ .

### 1.1.3.5.6. Rotula plástica

Una rotula plástica es una definición teórica que representa el comportamiento de un elemento de hormigón en donde los aceros de tracción alcanzaron la plastificación, por lo tanto, tienden a girar por el incremento de carga sin aumento de momento. La rotula plástica tiene una longitud  $L_p$  ubicada en la sección de máximo momento. [24]

Las rotulas plásticas suelen tener una longitud mayor debido a cargas distribuidas uniformemente a comparación con las cargas puntuales, las que se forman en los vanos son mayores que en los apoyos. [24]

### Longitud plástica en hormigón armado

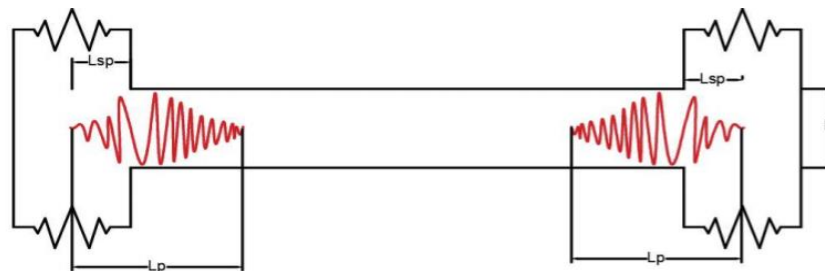
Entre las ecuaciones empíricas para calcular  $L_p$ , se destaca la propuesta por Paulay y Priestley en 1992. La siguiente ecuación toma en cuenta la curvatura en toda la longitud de la columna y la rotación del extremo fijo, es utilizado para columnas y vigas de hormigón armado. [24]

$$L_p = 0.08 * L + 0.002 * d_b * f_{yd} \quad (\text{Mpa})$$

Donde:

- $L$  Es la luz libre del elemento.
- $d_b$  Es el diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión.
- $f_{yd}$  Esfuerzo de fluencia del acero

**Figura 9:** Longitud de Plastificación



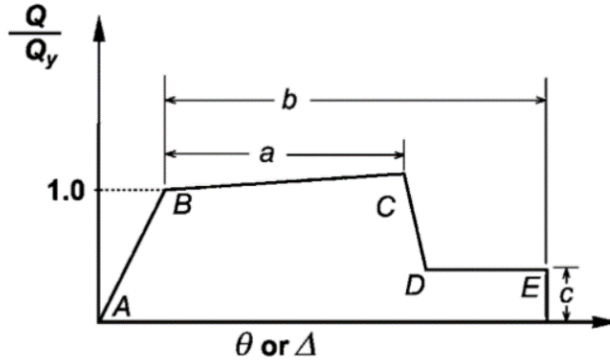
**Fuente:** C. Reyes, Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas

### Parámetros para modelar las rotulas plásticas de vigas y columnas

Las columnas y las vigas son asignadas por medio de modelos de rotulas plásticas distribuidas y concentradas. El modelo debe permitir la representación de la respuesta inelástica en toda la longitud del componente. En la figura 10 se establece la relación

carga-deformación que representa el comportamiento de los elementos que conforman un edificio. [19]

**Figura 10:** Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de hormigón



**Fuente:** ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes  
 En la figura 10 se presenta los criterios de aceptación, la respuesta lineal es representado por el tramo AB, en el punto A indica el comportamiento descargado del elemento, desde el punto A hasta el B se genera un rendimiento efectivo. La recta BC representa la deformación por endurecimiento, produciendo una disminución de fuerza durante el tramo CD. Por último, desde el punto D hasta el punto E, el elemento presenta reducción de fuerza considerable, en consecuencia, la resistencia del elemento finalmente es cero, la recta DE se le conoce como resistencia residual. Todos estos valores se representan numéricamente en función del tipo de elemento, confinamiento y características geométricas y estructurales. [19]

Para modelar los puntos del diagrama la norma ASCE 41-13 establece los valores de a y b indicados en la figura 10, que representan la deformación que ocurre después de la fluencia, es decir la deformación inelástica, el valor de c que representa la resistencia reducida.

### 1.1.3.6. Capacidad

La capacidad total de una estructura está en función de la resistencia y la capacidad de deformación de los elementos que integran la estructura. Se utiliza alguna de las formas de análisis no lineal para determinar las capacidades después de los límites elásticos. Este método utiliza una secuencia de análisis elásticos, que se integran para obtener una aproximación del diagrama de capacidad de desplazamiento de fuerzas de la estructura completa, el modelo matemático toma en cuenta la resistencia reducida de los elementos que fluyen y finalmente se aplica otra vez la distribución de fuerza lateral hasta que ceden elementos adicionales. Este proceso se realiza de forma

iterativa hasta que la estructura alcance un límite establecido o se vuelva inestable llegando al colapso. [25]

#### **1.1.3.6.1. Curva de capacidad**

La curva de capacidad establece la relación entre la resistencia a la fuerza lateral con su desplazamiento de la estructura. Generalmente se determina con un análisis estático no lineal (pushover), con el fin de determinar la capacidad de la estructura para absorber la acción lateral de un evento sísmico. [26]

En la figura 11 se presenta una representación de una curva de capacidad, en el eje de las ordenadas se representa el cortante basal y en el eje de abscisas se representa el desplazamiento lateral en el último piso de la estructura. [26]

La curva de capacidad se transforma en un espectro de capacidad para realizar la comparación con el espectro de demanda con el objetivo de encontrar el desplazamiento de demanda; para lo cual el cortante de la curva se convierte en aceleración y el desplazamiento en el último piso a desplazamiento espectral. [26]

#### **1.1.3.6.2. Espectro de capacidad**

Para determinar el espectro de capacidad de una edificación, se requiere convertir la curva de capacidad punto a punto a coordenadas espectrales. Se define como espectro de capacidad a la interpretación de la curva de capacidad en un grupo de coordenadas espectrales denominado ADRS (Espectro de respuesta Aceleración – Desplazamiento). [26]

Para poder realizar esta transformación primero debe realizar un análisis modal de la estructura para poder conocer las propiedades dinámicas: modos de vibración y el factor de participación modal. La curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral como se observa en la figura 11. [26]

Una forma de transformar a espectro de capacidad es por medio de las siguientes expresiones:

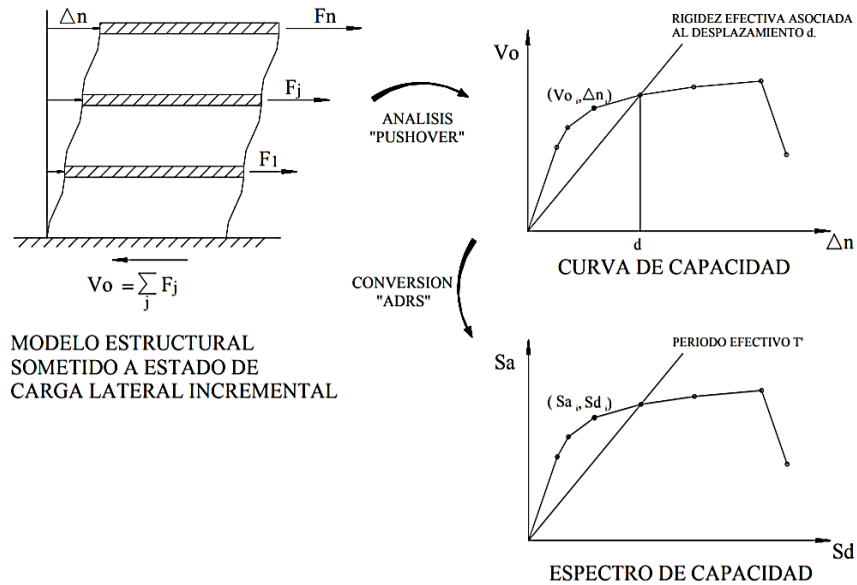
$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \qquad S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}}$$

Donde:

- $S_a$  Aceleración que sufre la masa desplazada en el modo fundamental.
- $S_d$  Desplazamiento espectral del primer modo.
- $V$  Cortante en la base.
- $W$  Masa total.

- $\alpha_1$  Masa efectiva del primer modo de vibración.
- $\Delta_{techo}$  Desplazamiento en el último piso.
- $PF_1$  Factor de participación modal.
- $\phi_{1,techo}$  Desplazamiento modal en la última planta del edificio.

**Figura 11:** Espectro de capacidad



**Fuente:** S. Safina, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales.

### 1.1.3.7. Demanda

Es la representación del movimiento producido por la ocurrencia de un sismo o la sacudida a la que está sometida la estructura. Durante el proceso de análisis estático no lineal, la demanda se considera como la estimación de las deformaciones o desplazamientos que se espera que suceda en la estructura. En cambio, en los procedimientos de análisis elástico lineal la demanda se representa por fuerzas laterales aplicadas en la estructura.[25]

#### 1.1.3.7.1. Niveles de amenaza sísmica

La norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DE), establece 4 niveles de demanda, la cual clasifica los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno como se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 18:** Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50 %	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20 %	225	0.00444
3	Raro (severo)	10 %	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2 %	2500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS. 2015

**1.1.3.7.2. Espectro de demanda**

El espectro de demanda es la representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto a su correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. El espectro es reducido para interpretar la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura. [15]

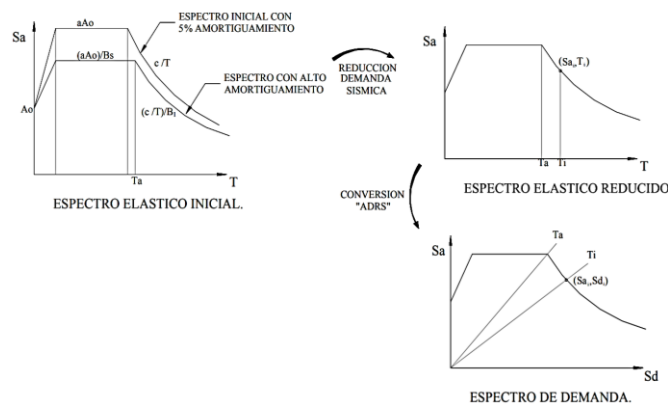
El espectro de respuesta que representa la demanda, también se debe graficar en formato ADRS. Para poder convertir un espectro de respuesta estándar de valores  $S_{ai}$ ,  $T_i$  a un formato equivalente  $S_{di}$ ,  $S_{di}$ , se calculará para cada desplazamiento espectral con las siguientes expresiones:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \qquad T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Donde:

- $S_d$  Desplazamiento espectral.
- $S_a$  Aceleración espectral.
- $T$  Período de vibración de cada punto.

**Figura 12:** Espectro de demanda sísmica



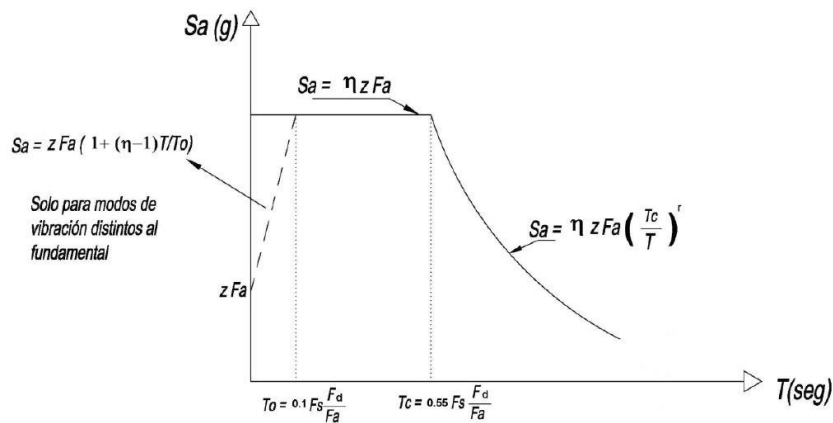
Fuente: S. Safina, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales.

### 1.1.3.7.3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

La norma ecuatoriana de construcción en la sección de peligro sísmico calcula un espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , que está expresado como una porción de la aceleración de la gravedad, para determinar dicho espectro consideramos:

- Factor de zona sísmica  $Z$ .
- Tipo de suelo del lugar donde se encuentra la estructura.
- Los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

**Figura 13:** Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

### 1.1.3.8. Desempeño

El desempeño se lo establece en función de la cantidad de daño producido por un movimiento sísmico en la estructura y la importancia que tienen estos daños en las funciones después del evento sísmico. [15]

#### 1.1.3.8.1. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño representa un estado límite o tolerancia determinada por los posibles daños físicos presentes en los componentes de la estructura, la amenaza de los daños que puede afectar la seguridad de los ocupantes y el funcionamiento que tendrá la estructura después del sismo. [25]

La normativa ATC- 40 determina los niveles de desempeño para los elementos estructurales y para los elementos no estructurales de forma que se realiza una combinación definiendo el nivel de desempeño de la edificación. [27]

## **Nivel de desempeño estructural**

Los niveles se establecen en cuatro niveles principales (inmediato, seguridad de vida, prevención de colapsos y no considerado) que son seleccionados para correlacionar con los requisitos del desempeño estructural comúnmente designados; y dos niveles intermedios (control de daños y seguridad limitada) que permiten a los usuarios con otros requisitos personalizar los objetivos de la rehabilitación de edificios.[27]

**SP-1. Ocupación Inmediata:** se define como el estado de daño producido después de un sismo donde solo se produce daños estructurales muy limitados. Los elementos que resistente la fuerza vertical y lateral de la estructura se mantienen por lo general toda su rigidez y resistencia que tenían antes del sismo, el riesgo de los daños estructurales que ocasione peligro a la vida es muy bajo. No se requiere de reparaciones mayores antes de la reocupación.[25]

**SP-2. Control de daños:** no es un nivel específico, sino se define como el rango de estados de daños después de un sismo que varía entre ocupación inmediata hasta seguridad de vida, con el fin ubicar las situaciones más allá del nivel de seguridad de vida donde la ocupación no es el problema. [25]

**SP-3. Seguridad de la vida:** nivel de daño donde puede ocurrir daño significativo a la estructura. Los elementos estructurales principales se mantienen, la presencia de amenaza en la seguridad de vida dentro o fuera del edificio. Se requiere realizar reparaciones estructurales considerables y los daños tienen altos costos de reparación.[25]

**SP-4. Seguridad limitada:** se define como un rango de niveles entre seguridad de vida y estabilidad estructural, en las circunstancias que incluyen casos donde el nivel de seguridad de vida no es apropiado o cuando se atenúan algunos daños estructurales críticas. [25]

**SP-5. Estabilidad estructural:** en este nivel el sistema estructural esta por sufrir un colapso total o parcial, los elementos estructurales resistentes la fuerza lateral presentan pérdida significativa en la resistencia y rigidez. Sin embargo, los elementos del sistema resistente a cargas por gravedad continúan soportando estas cargas. El edificio conserva su estabilidad general, existe riesgo significativo de peligro de caídas en el exterior e interior del edificio y las réplicas pueden provocar un colapso. Se debe realizar una reparación estructural importante para ser ocupada. [25]

**SP-6. No considerado:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un rango de posición para situaciones en las que solo se realiza una evaluación sísmica no estructural o una rehabilitación.[25]

#### **Niveles de desempeño no estructural**

**NP-A. Operacional:** después de ocurrir un evento sísmico los sistemas y elementos no estructurales se encuentran en su posición original y son funcionales. Aunque se debe realizar mínimas interrupciones y limpieza, pero por lo general equipos y maquinarias debe funcionar correctamente. [25]

**NP-B. Ocupación Inmediata:** Por lo general los sistemas y elementos no estructurales se encuentran en su lugar. Debido a los daños presentados se deberán hacer pequeñas interrupciones y limpieza, existen algunas limitaciones de su funcionalidad y uso. No debería verse afectado el estado de seguridad sísmica del edificio. [25]

**NP-C. Seguridad de vida:** Existe la presencia de daños considerables a elementos y sistemas no estructurales, pero no genera el colapso o el peligro de caída de elementos pesados que podrían causar lesiones graves, ya sea en el exterior o interior del edificio. Se debe realizar un remplazo o reparación de los equipos, maquinaria y sistemas para su funcionamiento. El riesgo para los ocupantes del edificio es muy bajo.[25]

**NP-D. Amenaza reducida:** Se genera daños extensos a elementos y sistemas no estructurales, no presenta colapso o peligro de caída de elementos grandes y pesados que generan lesiones considerables a grupos de personas. Podría ocurrir lesiones graves aisladas, pero las fallas que podrían generar riesgo a una cantidad grande de personas en el exterior e interior del edificio son muy bajos. [25]

**NP-E. No Considerado:** Los elementos y sistemas no estructurales, diferentes a lo que presentan un efecto sobre la respuesta estructural, no son evaluados.[25]

#### **Niveles de desempeño del edificio.**

Las Combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural producen un nivel de rendimiento del edificio para representar completamente el estado de daño límite esperado para un edificio. Las combinaciones se presentan en la siguiente tabla: [25]



**Tabla 19:** Niveles de Desempeño de un Edificio.

Elementos no estructurales	Elementos estructurales					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

**Fuente:** ATC- 40, Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de hormigón.

**1-A. Operacional:** Este nivel está relacionado con la funcionalidad de la edificación. Presentan daños en la estructura muy limitados, los daños en los elementos no estructurales respecto a su funcionalidad son menores, por lo que la ocupación continua. Las reparaciones requeridas son mínimas y se lo realiza sin interrupciones para los ocupantes. [25]

**1-B. Ocupación Inmediata:** Corresponde a las características más utilizadas para estructuras esenciales. Los espacios y sistemas de la edificación se espera que sean funcionales, pero no necesariamente todos los servicios mantienen continuidad. El riesgo para los ocupantes es muy bajo. [25]

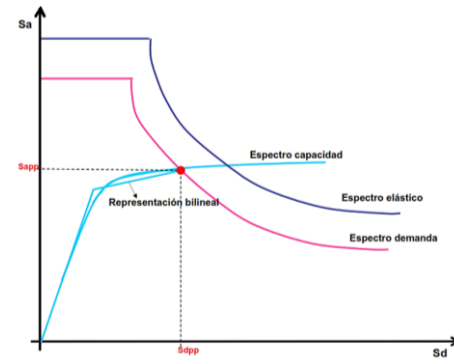
**3-C. Seguridad de vida:** Este nivel presenta la probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de la vida, por la presencia de daño estructural o por peligro de caída de elementos no estructurales. [25]

**5-E. Estabilidad estructural:** Este estado de daño hace referencia al pórtico del edificio principal o al sistema de cargas verticales ya que solo requiere la estabilidad bajo cargas verticales, podrían generarse el colapso en las posibles replicas, presencia de peligros de caídas internas o externas que amenazan la vida por el revestimiento, acabados o por daños estructurales. No se requiere realizar una evaluación y revisión del desempeño de los elementos no estructurales debido al alto daño presentado, por lo que su desempeño puede llegar a ser muy poco confiable. [25]

### 1.1.3.8.2. Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el valor de máximo de desplazamiento estructural producido por el sismo de demanda, se lo obtiene sobreponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda, en punto de intersección entre ambos espectros se le conoce como punto de desempeño. [26]

**Figura 14:** Espectro de capacidad y demanda y punto de desempeño

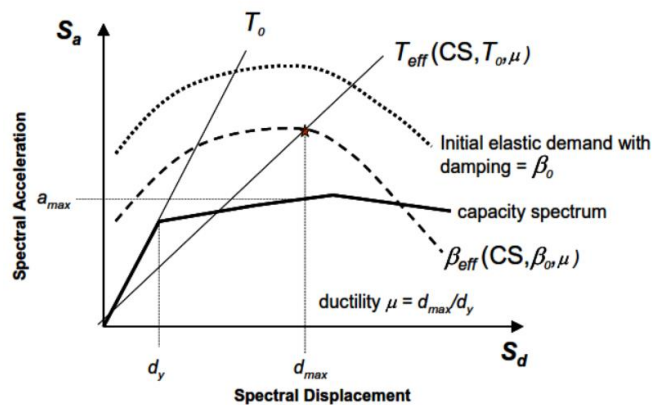


**Fuente:** R. Moreno, Evaluación del riesgo sísmico en edificios.

### 1.1.3.9. Linealización Equivalente

La linealización equivalente como parte del procedimiento estático no lineal que modela la respuesta no lineal de una estructura tiene el objetivo de estimar la respuesta de desplazamiento máximo del sistema no lineal con un sistema “equivalente” que utiliza un periodo efectivo  $T_{eff}$ , y amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ . La curva de capacidad utiliza parámetros lineales efectivos como el período inicial y el amortiguamiento correspondiente y la demanda de ductilidad. Debido a que la ductilidad (relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento cedente) es el objetivo del análisis, la solución se debe encontrar mediante técnicas iterativas o gráficas. [28]

**Figura 15:** Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento



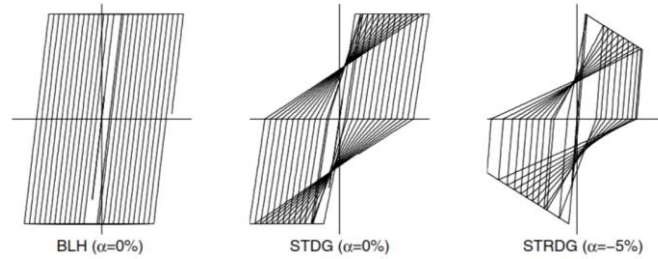
**Fuente:** FEMA 440

### 1.1.3.9.1. Parámetros básicos de linealización equivalente

Los parámetros lineales equivalentes óptimos (período efectivo  $T_{eff}$  y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ ) se los calcula a través de un análisis estadístico que reduce las ocurrencias extremas de las diferencias entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su contraparte lineal equivalente. [28]

Se analizan diferentes sistemas histéricos inelásticos, que incluyen la histéresis bilineal (BLH), la degradación de la rigidez (STDG) y el modelo de degradación de la rigidez (STRDG). Un valor negativo de la relación de rigidez post – elástico  $\alpha$ , es indicativo de la degradación en el ciclo como se ve en la siguiente figura: [28]

**Figura 16:** Tipos de comportamiento inelástico



**Fuente:** FEMA 440

- **Amortiguamiento efectivo**

Los valores de amortiguamiento de la viscosidad efectiva, que se expresa como porcentajes del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelos histéricos y valores alfa tienen las siguientes expresiones: [28]

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = E \left[ \frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Donde:

$\beta_{eff}$  Amortiguamiento efectivo.

A, B, C, Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo.

D, E, F (Tabla 21).

$\beta_0$  Amortiguamiento Inicial.

$T_{eff}$  Período efectivo.

$T_0$  Período Inicial.

Los valores de los coeficientes de las ecuaciones para el amortiguamiento efectivo se presentan en la Tabla 20. Los valores están en función de las características de la curva de capacidad del oscilador en términos de tipo de histéresis y rigidez post elástica ( $\alpha$ ). [28]

**Tabla 20:** Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva

Model	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

**Fuente:** FEMA 440

Las siguientes ecuaciones aproximadas para el valor de amortiguamiento efectivo se ha optimizado para ser aplicado en cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico: [28]

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para  $\mu > 6.5$ :

$$\beta_{eff} = 19 \left[ \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Donde:

$\beta_{eff}$  Amortiguamiento efectivo.

$\beta_0$  Amortiguamiento Inicial.

$T_{eff}$  Período efectivo.

$T_0$  Período Inicial.

- **Período efectivo**

Los valores del período efectivo para todos los tipos de modelos histeréticos y valores alfa tienen las siguientes expresiones:

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_o$$

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_o$$

Para  $\mu > 6.5$ :

$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

**Tabla 21:** Coeficientes utilizados en ecuaciones para períodos efectivos

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

**Fuente:** FEMA 440

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para el período efectivo de los osciladores del modelo se presentan en la Tabla 21, estos valores están en función de las características del espectro de capacidad en términos del tipo histerético y rigidez post elástica, ( $\alpha$ ). [28]

Se deberán utilizar las siguientes expresiones para el valor del período efectivo que optimizaron para su aplicación a cualquier espectro de capacidad, indistintamente del tipo de modelo histerético:

Para  $1.0 < \mu < 4.0$ :

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_o$$

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$ :

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_o$$

Para  $\mu > 6.5$ :

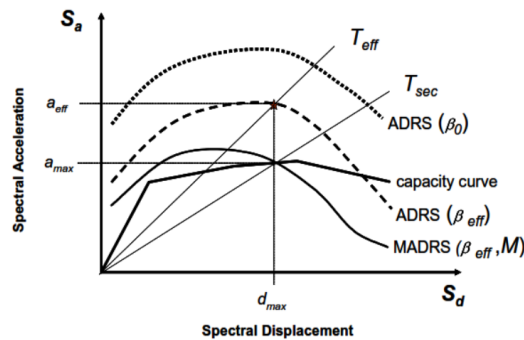
$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

### 1.1.3.9.2. Espectro de respuesta Aceleración – Desplazamiento Modificado (MADRS) para uso con períodos secantes

Para obtener el desplazamiento máximo (punto de desempeño) el método de espectro de capacidad utiliza el período lineal efectivo. Esto produce el máximo desplazamiento por la intersección de la curva de capacidad entre la demanda para el amortiguamiento efectivo en formato ADRS, lo cual es importante por dos razones: facilita visualizar mediante una gráfica de comparación de demanda y capacidad, y proporciona estrategias efectivas para la linealización equivalente que está en función de la curva de demanda modificada (MADRS) la cual interseca la curva de capacidad en el desplazamiento máximo. [28]

El uso de las ecuaciones de período y amortiguamiento efectivo produce un máximo desplazamiento que coincide con la intersección de la línea radial del período efectivo y la demanda ADRS para el amortiguamiento efectivo como se observa en la siguiente figura: [28]

**Figura 17:** Diagrama Aceleración - Desplazamiento del Espectro de Respuesta (MADRS) usados con el periodo secante, Tsec.



**Fuente:** FEMA 440

El período efectivo ( $T_{eff}$ ) del procedimiento mejorado es por lo general más corto que el período secante ( $T_{sec}$ ), definido por un punto de la curva de capacidad correspondiente al máximo desplazamiento ( $d_{max}$ ). La aceleración efectiva ( $a_{eff}$ ) no tiene importancia ya que la aceleración ( $a_{max}$ ) se encuentra en la curva de capacidad y coincide con el máximo desplazamiento ( $d_{max}$ ). Para obtener la curva de demanda modificada (MADRS) se debe multiplicar las ordenadas de la demanda ADRS correspondientes a la amortiguación efectiva por el factor de modificación  $M$ , la cual se interseca con la curva de capacidad en el punto de desempeño. [28]

El factor de modificación se calcula con la siguiente expresión:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

$a_{eff}$	Aceleración efectiva.
$a_{max}$	Aceleración máxima.
$\alpha$	Rigidez post elástica.
$T_{sec}$	Periodo secante.
$T_0$	Periodo inicial.
M	Factor de modificación.

#### 1.1.3.9.3. Reducción Espectral para Amortiguamiento efectivo.

Los procedimientos de linealización equivalente necesitan la utilización de factores de reducción espectral para ajustar un espectro de respuesta inicial al nivel de amortiguamiento efectivo, se denomina coeficientes de amortiguamiento B ( $\beta_{eff}$ ), [28] se lo realiza con la siguiente expresión:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff} \text{ (en \% )}}$$

#### 1.1.3.9.4. Procedimientos de solución

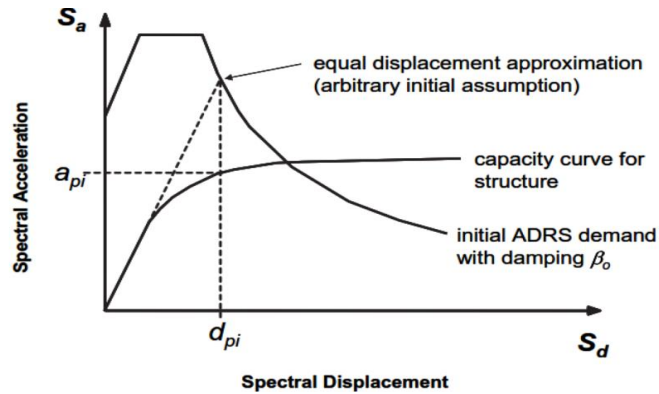
Los procedimientos para hallar el punto de desempeño que se exponen en la normativa FEMA 440 son tres que cuentan con los mismos pasos iniciales, los cuales son los siguientes:

1. Seleccionar un espectro que representa el movimiento del terreno con un amortiguamiento inicial (generalmente 5%). [28]
2. Modificar el espectro seleccionado para la interacción suelo-estructura, lo cual implica tanto la reducción en las ordenadas espectrales para la interacción cinemática como una modificación en el sistema de amortiguamiento del valor

inicial,  $\beta_i$  a  $\beta_o$ , para considerar el amortiguamiento de la base. En el caso que se ignore el amortiguamiento en la base,  $\beta_o$  es igual a  $\beta_i$ . [28]

3. Transformar el espectro a un formato ADRS de espectro de respuesta de aceleración desplazamiento de acuerdo con la norma ATC – 40, el cual será la demanda inicial como se presenta en la siguiente figura:

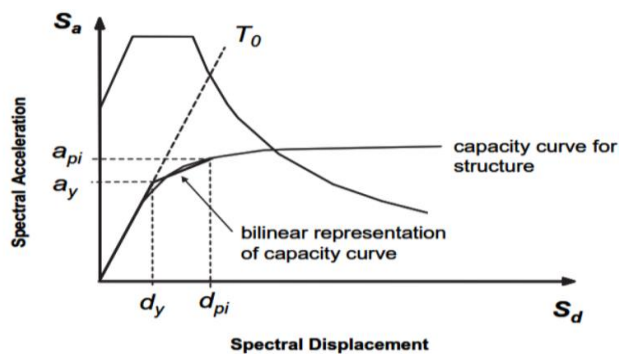
**Figura 18:** Demanda inicial de ADRS y espectro de capacidad.



**Fuente:** FEMA 440

4. Generar una curva de capacidad para la edificación que se va a analizar. La cual es la relación fundamental para un modelo SDOF de la estructura entre la aceleración y desplazamiento espectrales (Figura 18). [28]
5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima  $a_{pi}$ , desplazamiento  $d_{pi}$ ), este puede estar basado en una aproximación de igual desplazamiento como se observa en la figura 17. [28]
6. Realizar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos del ATC-40. Para definir los siguientes parámetros: el período inicial ( $T_0$ ), el desplazamiento de fluencia ( $d_y$ ), y la aceleración de fluencia ( $a_y$ ), como se muestra en la siguiente figura 18. [28]

**Figura 19:** Representación bilineal del espectro de capacidad.



**Fuente:** FEMA 440



El período inicial se determina en función del desplazamiento inicial  $S_{do}$  que corresponde a la intersección entre la recta prolongada de rigidez inicial y el espectro elástico.  $S_a$  representa la aceleración espectral, en la siguiente expresión:

$$T_o = \sqrt{\frac{S_{do} * 4\pi^2}{S_a * g}}$$

$g$  = aceleración de la gravedad

7. Para la representación bilineal realizado en el paso anterior, se calcula los valores de rigidez post elástica  $\alpha$ , y ductilidad  $\mu$ , de la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

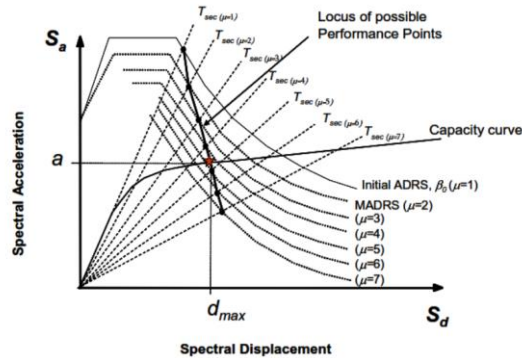
8. Calcular el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ , de manera similar, calcular el período efectivo  $T_{eff}$  utilizando los valores calculados en el paso anterior para rigidez post elástica  $\alpha$  y ductilidad  $\mu$ . [28]

#### **Procedimiento C (MADRS búsqueda de posibles puntos de desempeño)**

Este procedimiento utiliza el espectro de aceleración-respuesta modificado para múltiples soluciones asumidas  $(a_{pi}, d_{pi})$  y las ductilidades correspondientes para realizar una zona de posibles puntos de desempeño. El punto de desempeño real se localiza con la intersección de esta zona y el espectro de capacidad. [28]

9. Utilizar el amortiguamiento efectivo calculado en el paso 8, ajustar los ADRS iniciales a  $\beta_{eff}$ . se utilizará los factores de reducción espectral para ajustar a un apropiado nivel de amortiguamiento efectivo. [28]
10. Elaborar el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS), multiplicando las ordenadas de aceleración de la ADRS para  $\beta_{eff}$  por el factor de modificación  $M$  en función al período efectivo calculo anteriormente  $T_{eff}$ . [28]
11. La intersección de el período radial secante  $T_{sec}$  con la demanda MADRS, genera un posible punto de desempeño, como se observa en la siguiente figura:

**Figura 20:** Posibles puntos de desempeño usando MADRS



**Fuente:** FEMA – 440

12. Aumentar o disminuir el punto asumido de desempeño y repetir el mismo proceso para producir una serie de puntos posibles de desempeño.
13. Y finalmente en punto de desempeño real será definido por la intersección de la serie de puntos del paso 12 con el espectro de capacidad. [28]

#### **1.1.3.10 Reforzamiento de estructuras de hormigón Armado**

El reforzamiento estructural se define como la intervención en la estructura con diferentes métodos dependiente del resultado de la evaluación y diagnóstico de esta, en la cual se determina las falas de la estructura sobre las cuales se deberá reforzar, con el fin de obtener una estructura capaz de soportar la ocurrencia de un sismo. [33] Entre los objetivos del reforzamiento se menciona el aumento de la rigidez y la capacidad de carga, proporciona ductilidad para poder disipar energía mediante el comportamiento plástico de la estructura y proporcionar amortiguamiento. [33]

##### **1.1.3.10.1 Sistemas de reforzamiento estructural**

Para la implementación de sistemas de reforzamiento estructural se debe realizar una evaluación para considerar aspectos relevantes como el uso, la importancia de la estructura, el factor económico necesario para la implementación del reforzamiento estructural. Con el fin de proporcionar una solución técnica factible y económicamente.

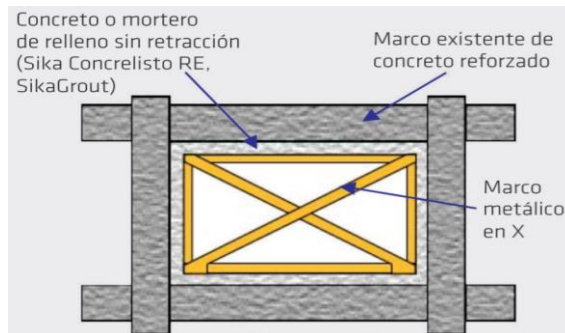
Entre los métodos de reforzamiento se menciona los siguientes:

- Arrostramiento metálico
- Encamisado en concreto reforzado
- Encamisado metálico
- Materiales compuestos

### Arrostramiento metálico

Consiste en la implementación de tirantes diagonales de acero que se conectan en un marco de acero, la cual se integra en una estructura a porticada de concreto reforzado con la finalidad de aumentar la rigidez y resistencia al sistema estructural para mantener las derivas dentro del rango aceptable para los elementos existentes de concreto, el sistema se lo puede implementar en el exterior o interior del edificio. En presencia de un evento sísmico las diagonales disipan energía por medio del núcleo que controla las deformaciones plásticas, disminuyendo el desplazamiento lateral y problemas de torsión. [34]

**Figura 21:** Marco metálico



**Fuente:** SIKA, Reforzamiento de estructuras de concreto.

### Encamisado de concreto reforzado

Es una técnica de reforzamiento a elementos estructurales como vigas y columnas, consiste en envolver al elemento actual con una sección adicional de concreto armado aumentando sus dimensiones, con el fin de incrementar la resistencia para transmitir adecuadamente los esfuerzos entre la antigua estructura y el refuerzo actual para garantizar la seguridad de vidas. Este refuerzo a comparación de otros métodos tiene bajo costo de implementación y mayor rapidez de ejecución. [35]

**Figura 22:** Encamisado de concreto en columna

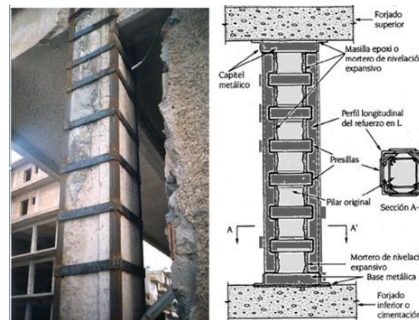


**Fuente:** Epachon, 2014

### Encamisado metálico

El encamisado metálico se le puedes hacer de dos diferentes formas con placas continuas y con la implementación de ángulos y presillas. Es importante asegurar una unión perfecta entre el acero del refuerzo y el hormigón por medio de mortero, con la finalidad de obtener un adecuado mecanismo de transferencia de cargas por tensiones rasantes, la correcta disposición del mortero ayuda a mejorar el efecto de confinamiento que impone el refuerzo. Entre las ventajas que ofrece este método se menciona: la rapidez de ejecución y puesto en carga de la estructura, bajo costo económico de ejecución y presenta menores espesores a comparación del encamisado con concreto. [36]

**Figura 23:** Encamisado de Columna



**Fuente:** Structuralia. 2017, Materiales y procedimientos de construcción

### Materiales Compuestos

Dentro de los materiales que se utilizan para la fabricación de los materiales compuestos conocido como FRP (Polímeros reforzados con fibras), se destacan las fibras de vidrio, aramida y carbono, siendo las más utilizadas por sus excelentes propiedades mecánicas. Para la implementación consiste en envolver el elemento a reforzar con el tejido de FRP, utilizando resinas epoxi para mejor la adherencia. [36]

**Figura 24:** Reforzamiento con FRP



**Fuente:** Epachon, 2014

El efecto de confinamiento que se forma entre el tejido y el hormigón genera un incremento de la resistencia y ductilidad del elemento reforzado. Entre las ventajas de este método se menciona: posee un bajo peso por lo que su ejecución es rápida y sencilla, los materiales son de elevada durabilidad, posee un módulo de elasticidad y límite elástico elevado y no altera las dimensiones iniciales de los elementos evitando problemas de funcionalidad al momento de incrementar sección transversal. [36]

#### **1.1.4 Hipótesis**

El edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica podría presentar diferentes grados de vulnerabilidad con los dos tipos de análisis, cumplirá con el nivel de desempeño sísmico establecido por las normativas y la propuesta de reforzamiento permitirá que la estructura mejore el comportamiento estructural y cumplir con la normativa.

### **1.2 Objetivos**

#### **1.2.3 Objetivo General**

Analizar el desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones

#### **1.2.4 Objetivos Específicos**

- Realizar un análisis cualitativo mediante inspección rápida y visual de la estructura con el fin de obtener información detallada del edificio mediante la utilización de la metodología FEMA -154 y la metodología de la NEC 2015.
- Realizar un análisis cuantitativo mediante un análisis estático no lineal (Pushover) en función a las vibraciones de la estructura.
- Plantear con los resultados obtenidos si es necesario un reforzamiento estructural dinámico.

## CAPÍTULO II

### METODOLOGÍA





#### 2.1 Material y Equipos

##### Material

- Material bibliográfico
- Materiales de oficina (Papel, lápices, esfero, calculadora, etc.)

##### Equipos

**Tabla 22:** Especificaciones técnicas de los equipos

Nombre del Equipo	Especificaciones
<p><b>Computadora</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tarjeta de Vídeo: AMD Radeon R7 M265</li> <li>• Capacidad de disco duro: 1000 GB</li> <li>• Modelo del procesador: i7-4510U</li> <li>• Peso: 2.38 kg</li> <li>• Tipo de memoria interna: DDR3L-SDRAM</li> </ul>
<p><b>Flexómetro</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexómetro 5M Global Plus Stanley</li> <li>• Cinta Métrica Con Botón De Tranca</li> <li>• Cinta Cubierta Con Nylon</li> <li>• Ancho-Hoja: 13 Mm (1/2)</li> <li>• Largo-Hoja: 5 M (10)</li> </ul>
<p><b>Cámara fotográfica</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Celular Galaxy J6 Plus</li> <li>• Cámara trasera de 13 megapíxeles / 5 megapíxeles</li> </ul>
<p><b>Software especializado para el cálculo estructural (ETABS V16)</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User).</li> <li>• Duración de la licencia: 1 año</li> <li>• Contraseña de Activación: 7b8217ce-61b7-4823-a9d4-b8c86c9f2707</li> <li>• Usuario ID: 6863</li> <li>• Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato</li> </ul>

<p><b>Martillo esclerométrico</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Modelo PROCEQ</li> <li>• El martillo de Shimidt – esclerómetro digital, presenta los valores automáticamente de rebote y de la resistencia a compresión en su pantalla gráfica.</li> <li>• Energía de impacto estándar. Espesor mínimo del objeto de ensayo: 100 mm (3.9”) y debería estar fijado firmemente en la estructura.</li> </ul>

**Fuente:** Freddy Pimbo

## 2.2 Métodos

### 2.2.1 Plan de Recolección de Datos

La metodología para la recolección de información fundamental para el cumplir con los objetivos planteado en este proyecto se describe a continuación.

- Obtener los planos estructurales y arquitectónicos del Edificio de Ingeniería Mecánica.
- Identificar de manera visual los materiales y el sistema estructural.
- Realizar un levantamiento estructural obteniendo las dimensiones de los elementos estructurales y distancias entre los ejes.
- Realizar el ensayo esclerómetro para obtener la resistencia a la compresión del hormigón in situ de vigas y columnas de la edificación en estudio.
- Determinar la armadura de los elementos estructurales.
- Cuantificar las cargas gravitacionales acorde a los planos arquitectónicos y con las mediciones realizadas.
- Determinar los valores para las irregularidades en planta y en elevación de la configuración estructural de la edificación.
- Cuantificar las cargas sísmicas de acuerdo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-DS.

### **2.2.2 Plan de Procesamiento y Análisis de Información**

Con los datos obtenidos se procede a realizar el análisis cualitativo y para el análisis cuantitativo la información será procesada en el software ETABS V16, con los siguientes pasos para el análisis de la información:

- Llenar los formularios de recolección de datos Nivel 1 y Nivel 2 de la FEMA 154.
- Llenar el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación de manera cualitativa aplicando la metodología FEMA 154 y de la NEC – 2015.
- Modelar la edificación en el software acorde a los datos y dimensiones obtenidos.
- Definir las propiedades lineales y no lineales según los modelos constitutivos para el hormigón y el acero.
- Definir las secciones de vigas, columnas y losas.
- Asignar las rotulas plásticas para las columnas y vigas.
- Definir el espectro de respuesta según los parámetros establecidos en la norma ecuatoriana NEC-SE-DS.
- Realizar el análisis lineal y el análisis estático no lineal.
- Determinar la curva de capacidad y el espectro de capacidad de la edificación con el análisis estático no lineal con el software.
- Obtener el punto de desempeño.
- Determinar el periodo fundamental de la estructura con la base a los análisis con modelos analíticos.
- Determinar el grado de vulnerabilidad.
- Analizar los datos de los análisis realizados y determinar si la edificación necesita de un reforzamiento.

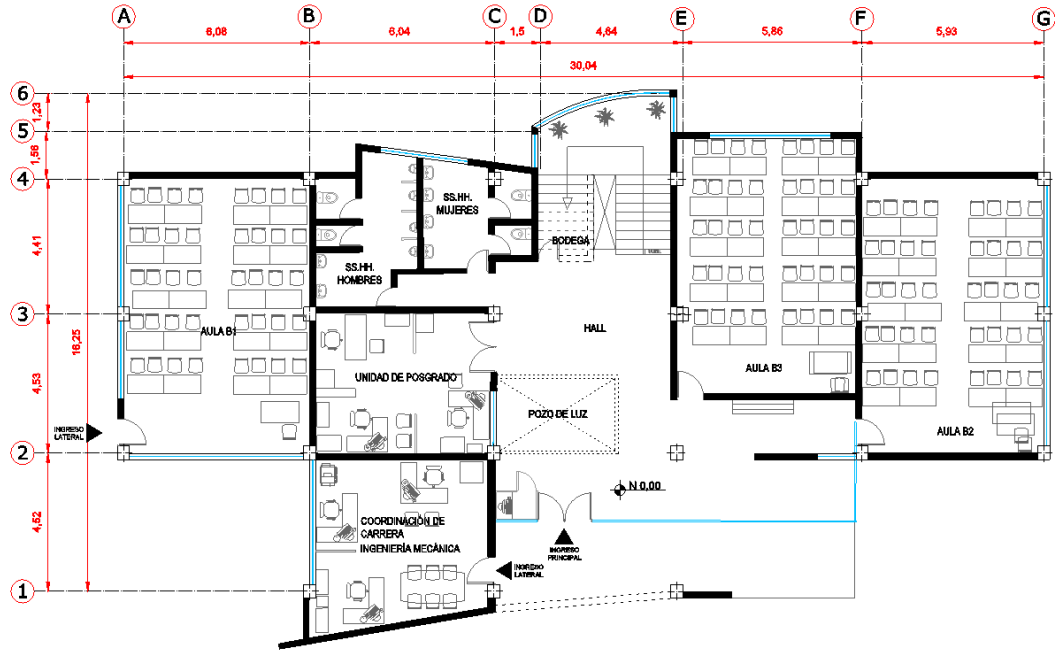


## 2.2.3 Recolección de datos

### 2.2.3.1 Planos de la Edificación

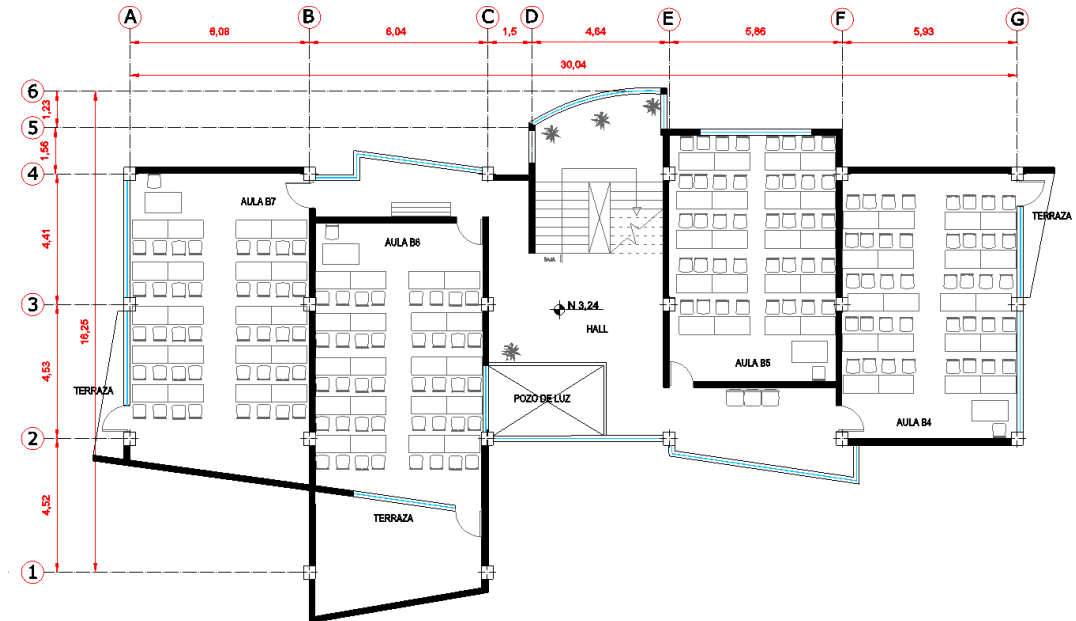
- Planos Arquitectónicos

**Figura 25:** Planta Baja N + 0.00



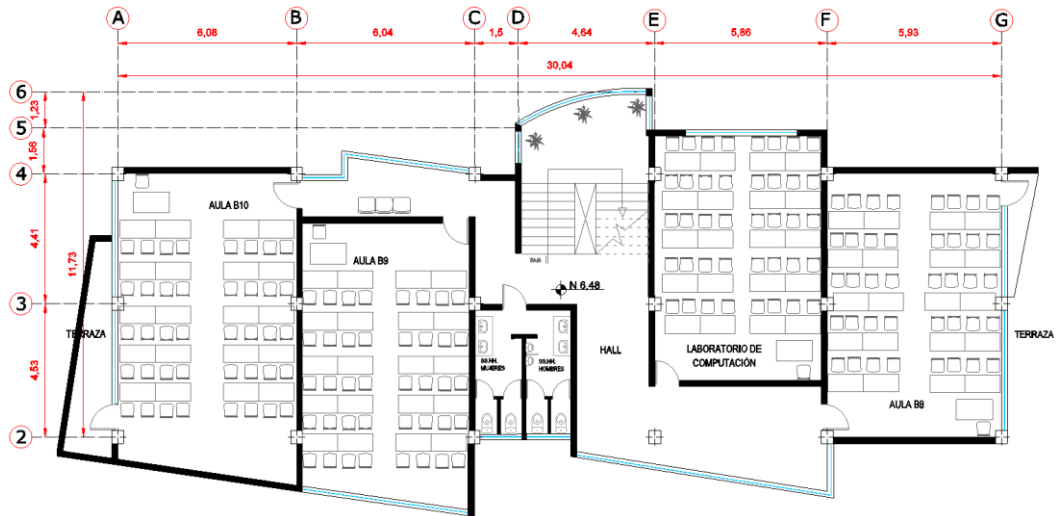
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 26:** Primer piso N+ 3.24



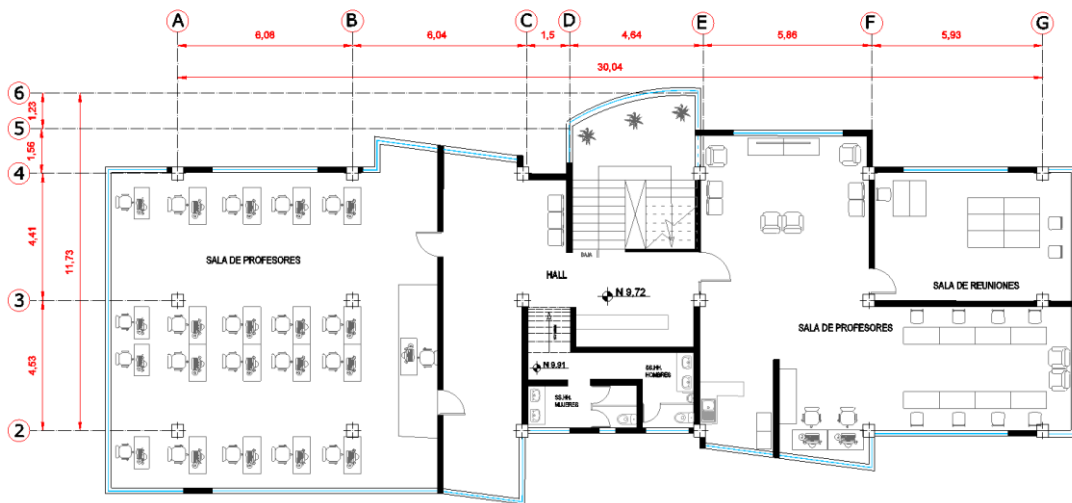
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 27:** Segundo Piso N+ 6.48



**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

**Figura 28:** Tercer piso N+ 9.72



**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

### 2.2.3.2 Ubicación

El proyecto se ubicado en la parroquia Celiano Monge, cantón Ambato, provincia de Tungurahua, en la Av. Los Chasquis y Río Payamino, en la tabla 23 se presenta las coordenadas espaciales de la ubicación el proyecto.

**Figura 29:** Ubicación de la edificación



**Fuente:** Google Earth

**Tabla 23:** Coordenadas de la Edificación

Punto	Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)	
	Este	Norte
1	764356.09	9859633.53
2	764379.41	9859644.11
3	764359.64	9859622.98
4	764385.14	9859630.73

**Fuente:** Google Earth

### 2.2.3.3 Características de la estructura

El edificio de Ingeniería Mecánica tiene un área de construcción total de 1374.51 m<sup>2</sup>, integrada por 4 niveles, presenta un sistema estructural de concreto armado conformado de pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas. La edificación es utilizada como centro de educación superior.

En la siguiente tabla se indica las áreas por planta y la distribución de espacios que conforman el edificio.

**Tabla 24:** Descripción de alturas y usos

N° de piso	Nivel de referencia	Altura del piso (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Uso
1	N+ 0.00	0.00	377.63	Aula B1, B2, B3, Unidad de posgrado, Coordinación de carrera, Unidad de posgrado, Bodega, Baños de mujeres y hombres.
2	N+ 3.24	3.24	322.93	Aula B4, B5, B6, B7.
3	N+ 6.48	3.24	323.31	Aula B8, B9, B10, Laboratorio de computación, Baños de mujeres y hombres.
4	N+ 9.72	3.24	350.64	Sala de profesores, Sala de reuniones, Baños de mujeres y hombres.
<b>Total</b>			1374.51	

**Fuente:** Freddy Pimbo

#### 2.2.3.4 Estudio de materiales

Para obtener las propiedades de los elementos estructurales se realizó ensayos no destructivos para determinar la resistencia a compresión del hormigón y el armado estructural, a continuación, se describe el ensayo utilizado y los respectivos resultados.

##### 2.2.3.4.1 Resistencia a la compresión del hormigón

La resistencia del hormigón fue determinada mediante el martillo esclerométrico sobre las superficies descubiertas de vigas y losa que fueron accesibles en la estructura.

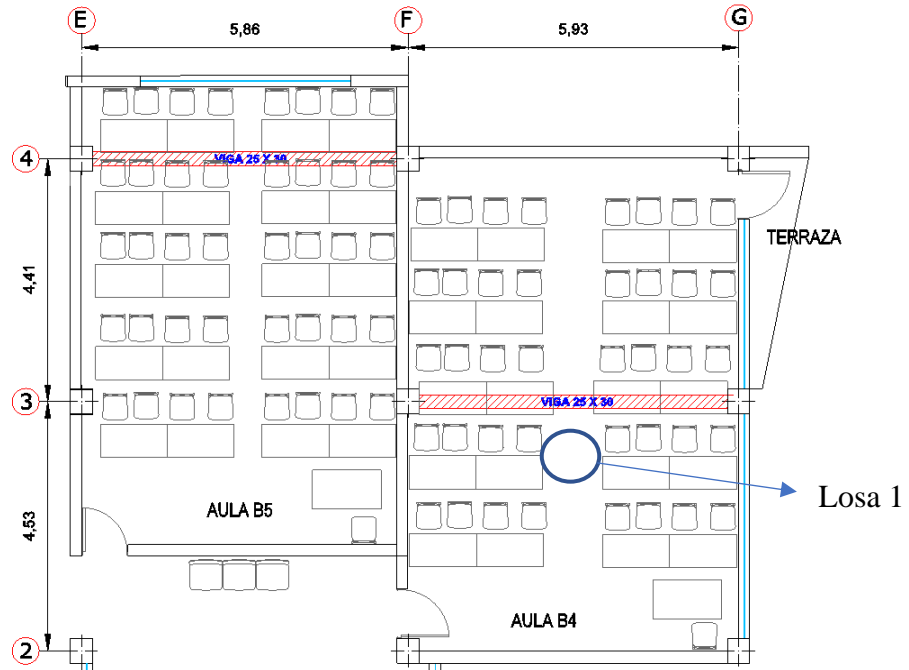
**Figura 30:** Ensayo con el martillo esclerométrico



**Fuente:** Freddy Pimbo

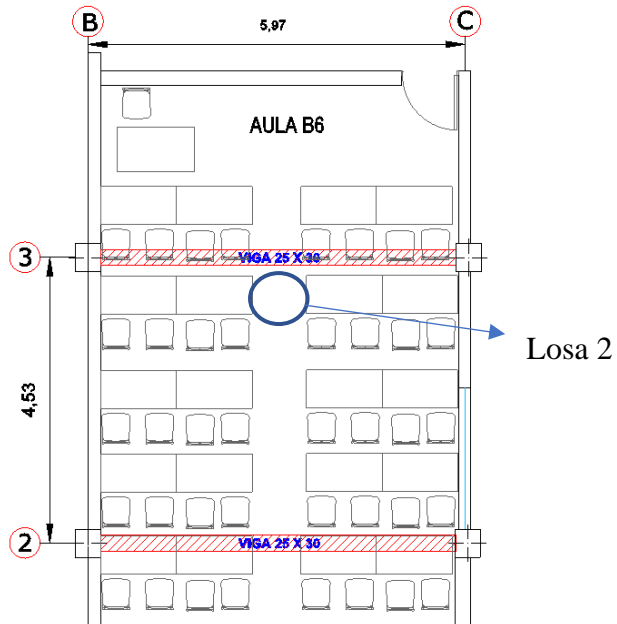
En las siguientes figuras se presenta la ubicación de cada punto donde se realizó el ensayo a cada elemento estructural.

**Figura 31:** Esclerometría de la losa y de las vigas de eje 3 y eje 4 - Nivel +3.24



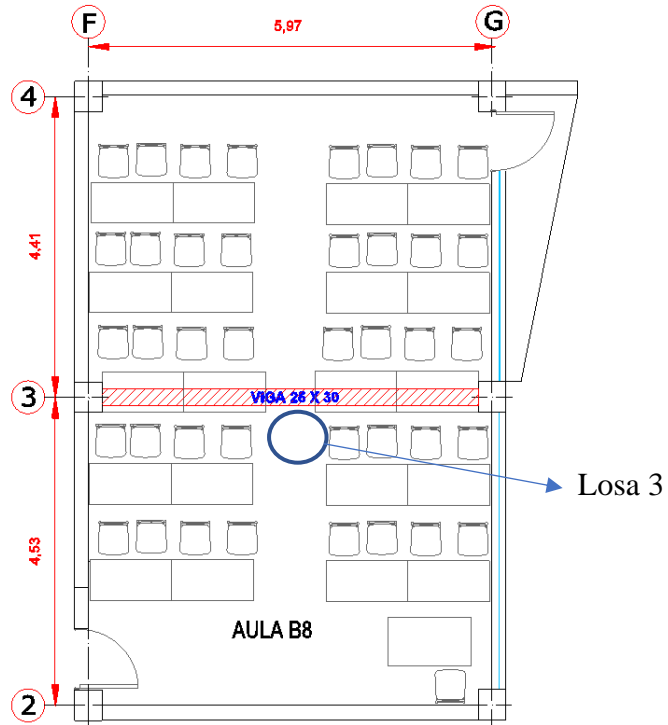
Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 32:** Esclerometría de la Viga eje 2 y eje 3 Aula B6 - Nivel +3.24



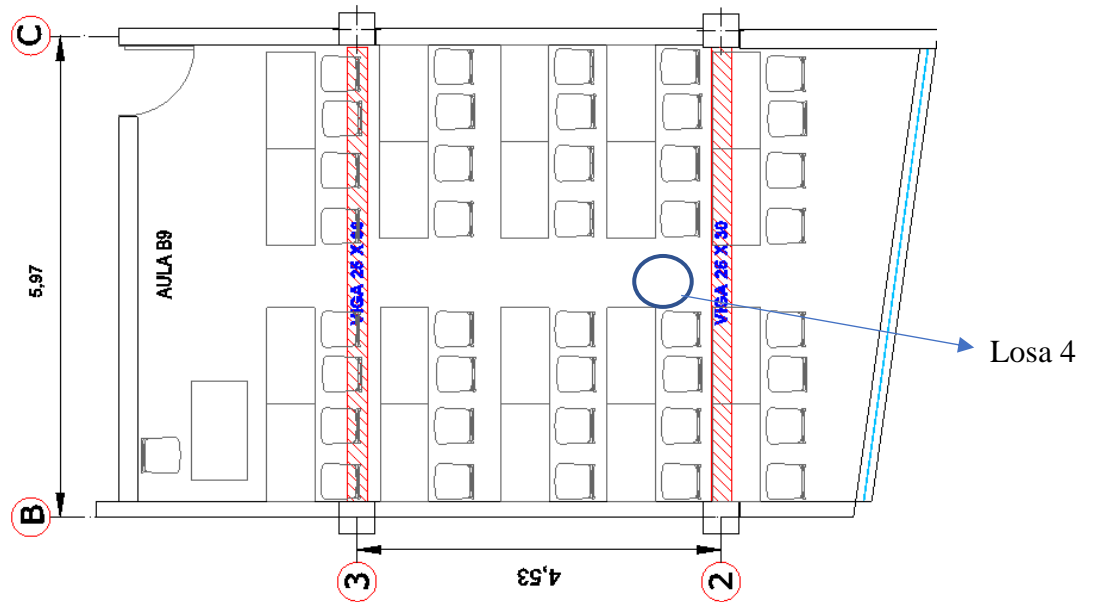
Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 33:** Esclerometría de la Viga eje 3 Aula B8 - Nivel +6.48



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 34:** Esclerometría de la Viga eje 3 Aula B8 - Nivel +6.48



**Fuente:** Freddy Pimbo

En las siguientes tablas se presenta los valores de índice de rebote para cada elemento estructural ensayado:

**Tabla 25:** Datos del ensayo esclerométrico en vigas N +3.24

<b>Nivel N +3.24</b>				
<b>Índice de Rebote (Q)</b>				
<b>N°</b>	<b>Viga Eje 3 Aula B4</b>	<b>Viga Eje 4 Aula B5</b>	<b>Viga Eje 2 Aula B6</b>	<b>Viga Eje 3 Aula B6</b>
1	35.5	44	40	48
2	45	51	36	52
3	43	42.5	40.5	55
4	41.5	41.5	43	50.5
5	39	50	41	52
6	44	42	40	49
7	39	48.5	34	50
8	36	41.5	42	51.5
9	47	48	41.5	53
10	43	51	38	52
<b>Media Q</b>	41.3	46	39.6	51.3
<b>f'c (kg/cm2)</b>	206	257	190	333

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 26:** Datos del ensayo esclerométrico en vigas N +6.48

<b>Nivel N+ 6.48</b>			
<b>Índice de Rebote (Q)</b>			
<b>N°</b>	<b>Viga Eje 3 Aula B8</b>	<b>Viga Eje 2 Aula B9</b>	<b>Viga Eje 3 Aula B9</b>
1	43	43	50.5
2	39	44.5	52
3	43	46	55
4	39	42	50.5
5	43	44	52
6	42.5	42	49
7	43	48	50
8	44	43	51.5
9	41.5	42	53
10	45	43.5	52.5
<b>Media Q</b>	42.3	43.8	51.6
<b>f'c (kg/cm2)</b>	216	232	339

**Fuente:** Freddy Pimbo

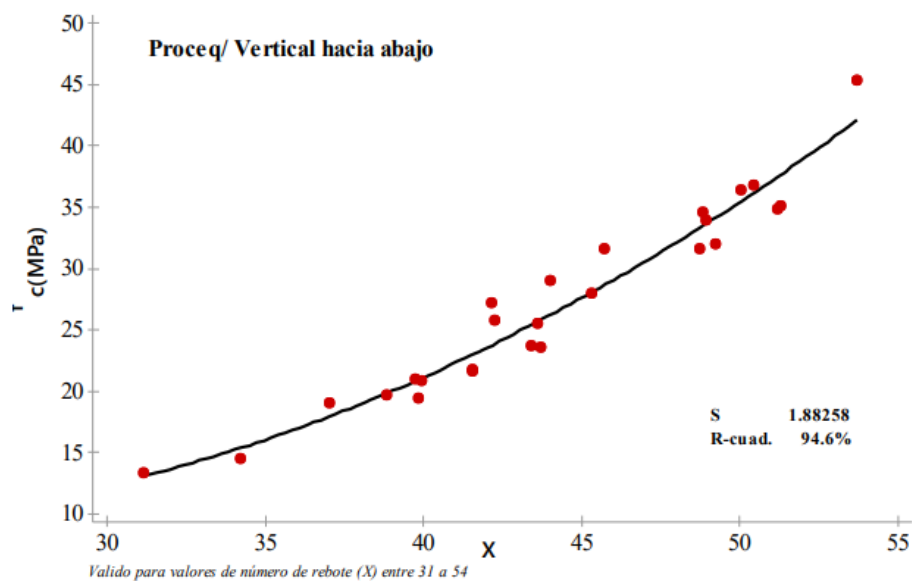
**Tabla 27:** Datos del ensayo esclerométrico en losas

	Nivel N +3.24		Nivel N+ 6.48	
	Índice de Rebote (Q)			
Nº	Losa 1 Aula B4	Losa 2 Aula B6	Losa 3 Aula B8	Losa 4 Aula B9
1	38	35.5	35	50
2	42	40.5	40	51.5
3	34	36	42	54
4	38.5	37	44	52.5
5	35	36.5	39	52
6	38.5	37	41	55
7	42	41	39.5	52.5
8	39	35	38	51.5
9	40.5	32.5	40.5	49
10	39.5	35	39	53
<b>Media Q</b>	38.7	36.6	39.8	52.1
<b>f'c (kg/cm2)</b>	182	165	193	348

**Fuente:** Freddy Pimbo

En la siguiente figura se presenta la curva de regresión para la estimación de la resistencia a compresión mediante el número de rebote del ensayo esclerométrico, esta figura se la obtuvo del estudio de Neira Iveth y Palacios Rubén (2018) con el tema: “Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión y Módulo de rotura del hormigón mediante Ensayos Esclerométricos”.

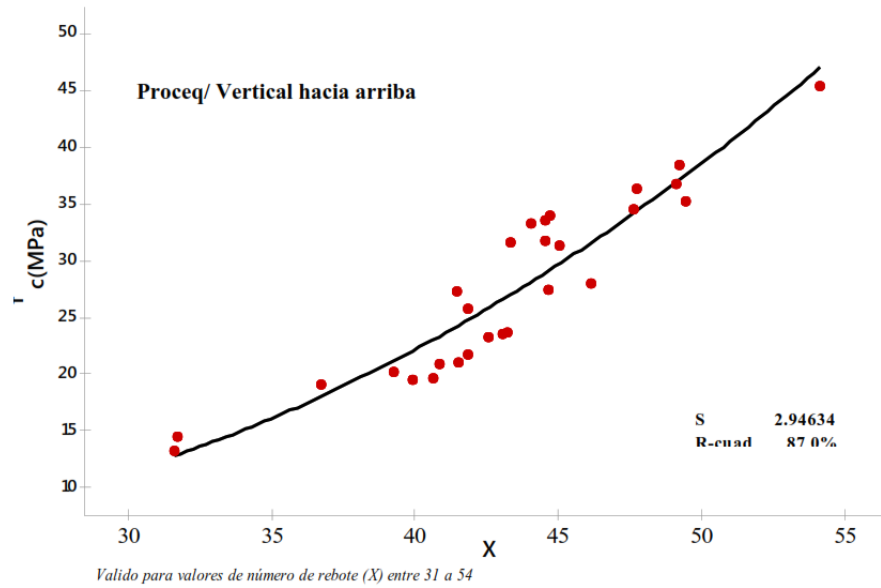
**Figura 35:** Curva de regresión para estimar f'c (MPa) Proceq / Vertical hacia abajo



**Fuente:** NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018).



**Figura 36:** Curva de regresión para estimar  $f'c$  (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba



**Fuente:** NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018).

Para determinar si los datos obtenidos son válidos para la muestra, se determina la media de los 10 golpes, el valor máximo y mínimo de los mismo, se calcula la diferencia o error entre estos valores máximo y mínimo con la media, si las dos son mayores a 6 unidades la muestra no es válida.

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n (N^{\circ} golpes i)}{n}$$

$$Media Q = \frac{35.5 + 45 + 43 + 41.5 + 39 + 44 + 39 + 36 + 47 + 43}{10}$$

$$Media Q = 41.30$$

**Cálculo del error:**

Como ejemplo de cálculo para la validación del índice de rebote, se utilizará los datos de la viga del eje 3 de la tabla 25, el procedimiento es el mismo para los demás datos.

$$E+ = V max - Media Q$$

$$E- = V min - Media Q$$

**Valor máximo = 47**

$$E+ = 47 - 41.30 = 5.70$$

**Valor mínimo = 35.5**

$$E- = 35.5 - 41.30 = 5.80$$

Como se puede observar el error por encima de la media (E+) es menor a 6 unidades, así como también el error por debajo de la media (E-), por tanto, el conjunto de datos es válido como consecuencia la resistencia a compresión para este punto también.

**Tabla 28:** Validación de la resistencia a la compresión del concreto de la viga eje 3 Aula B4

Índice de rebote Q	Promedio P	Error (P-Q)
35.5	41.3	5.80
45		3.70
43		1.70
41.5		0.20
39		2.30
44		2.70
39		2.30
36		5.30
47		5.70
43		1.70

**Fuente:** Freddy Pimbo

Para obtener el valor de la resistencia a la compresión del hormigón ( $f'c$ ) del conjunto de datos de tablas 25, 26 y 27, se puede realizar mediante procesos estadísticos, como puede ser mediante la mediana y la media aritmética, en este caso se utilizó la media aritmética para obtener el valor de  $f'c$ .

$$f'c = \frac{206 + 257 + 190 + 333 + 216 + 232 + 339 + 182 + 165 + 193 + 348}{11}$$

$$f'c = 241.91 \text{ kg/cm}^2$$

El valor promedio de la resistencia a la compresión es de 241.91 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se considera para el análisis una resistencia de 240 kg/cm<sup>2</sup>.

Cabe mencionar que no se logró realizar el ensayo en los elementos estructurales tipo columna debido a presencia del acabado superficial que presentaban dichos elementos.

#### **2.2.3.4.2 Acero de refuerzo de elementos estructurales**

Para el acero estructural se asumirá el acero tanto en vigas como en columnas dentro de los límites de cuantía, debido a que no se encuentra información de los planos estructurales.

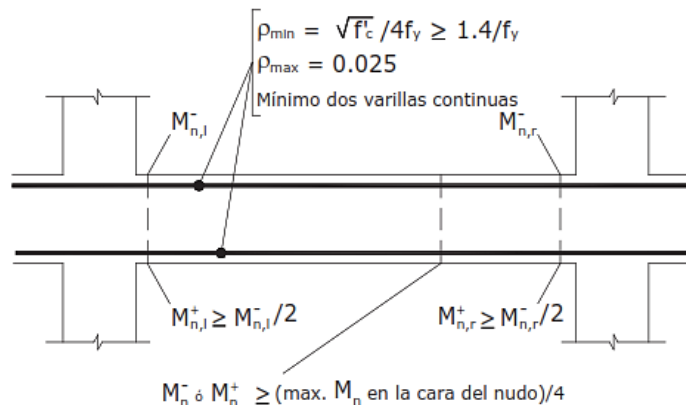
## Cuantías de acero

- **Control en vigas**

Según la norma ecuatoriana NEC-SE-HM en su sección 4.2.5. del refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión, los valores de las cuantías del refuerzo deben proporcionar una falla en flexión controlada por la tracción. [39]

En la siguiente figura se presentan los requisitos del refuerzo longitudinal de un elemento a flexión:

**Figura 37:** Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.



**Fuente:** NEC-SE-HM 2015

Donde:

- $\rho_{min}$  Cuantía del refuerzo mínimo
- $\rho_{max}$  Cuantía del refuerzo máximo
- $f_y$  Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
- $f'_c$  Resistencia especificada a la compresión del Hormigón

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

La normativa internacional ACI 318-19 en la sección 9.6.1 refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas menciona que se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión  $A_{s_{min}}$  en toda sección donde el análisis requiere refuerzo a tracción. [40]

El  $A_{s_{min}}$  debe ser mayor al valor obtenido de la siguiente expresión:

$$\frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

Donde:

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

$b_w$  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)

Se calcula el valor de acero mínimo longitudinal requerido para flexión establecido en la norma NEC-SE-HM con la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$d = h - r + \phi_{Est} + 1/2 \phi_{long}$$

$$d = 35cm - 2.5cm + 1.0cm + 1/2 * 1.4cm$$

$$d = 30.70 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 30.70 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 2.56 \text{ cm}^2$$

- Acero superior propuesto es de 3Ø 16 mm con un valor de  $A_{s_{sup}} = 6.03 \text{ cm}^2$ , se calcula el valor de la cuantía:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{6.03 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 30.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00786 = 0.78 \%$$

Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left( \frac{240}{4200} \right) * \left( \frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02477$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

Con la cuantía calculada se compara con la cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.0033 < 0.00786 < 0.0124 \quad \text{Cumple}$$

- Acero inferior propuesto es de 2Ø 14 mm con un valor de  $As_{inf} = 3.08 \text{ cm}^2$ , por lo que debe ser por lo menos el 50% del acero superior, se calcula el valor de la cuantía:

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{3.08 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 30.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00401 = 0.401 \%$$

Con la cuantía calculada se compara con la cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.0033 < 0.00401 < 0.0124 \text{ **Cumple**}$$

El acero propuesto para vigas cumple con lo requerimiento mínimos de acero longitudinal requerido para flexión.

- **Control en columnas**

La cuantía establecida por la norma ecuatoriana para el refuerzo longitudinal en columnas se encuentra en la sección 4.3.3 de la NEC-SE-HM, con una cuantía mínima del 1% y una máxima de 3%:

$$0.01 \leq \frac{Pg}{Ag} \leq 0.03$$

**Donde:**

Pg: Área de refuerzo longitudinal.

Ag: Área bruta de la sección.

La norma internacional ACI 318 – 19 en la sección 10.6 límites de refuerzo longitudinal establece los límites para las cuantías mínima y máxima del refuerzo longitudinal, para las columnas el área del refuerzo longitudinal no debe ser menor que  $0.01Ag$  ni mayor que  $0.08Ag$ . [40]

La cuantía de refuerzo debe cumplir el siguiente requisito, como indica la norma: NEC-SE-HM, por lo que se propone un acero longitudinal de 12 Ø 16 mm con un  $As = 24.12 \text{ cm}^2$  se calcula el valor de cuantía para verificar que se encuentra en el rango establecido:

$$0.01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0.03$$

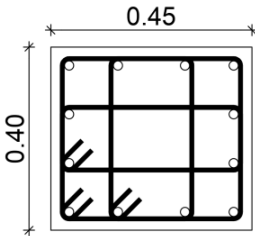
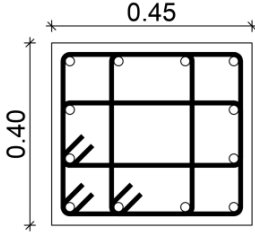
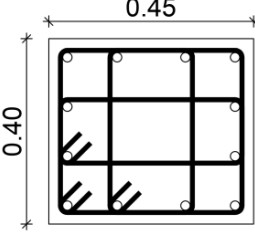
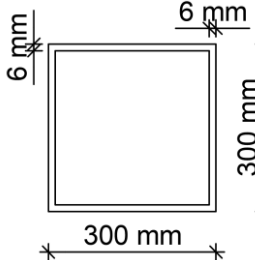
$$0.01 \leq \frac{24.12}{40 * 45} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0134 \leq 0.03$$

**Cumple**

En la siguiente tabla se indica las secciones de las vigas y columnas obtenidas del levantamiento estructural, con el acero de refuerzo que se consideró para cada elemento.

**Tabla 29:** Secciones y acero de refuerzo de columnas.

Secciones de columnas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
C1	Ejes: A2, A3, A4, B2, B3, B4, C3, C4, E3, E4, F3, F4, G3, G4 N+ 0.00 al N+ 12.96	45 x 40	12 Ø 16 1E Ø10 @10 Cuantía: 1.34 % rec: 3 cm	
C2	Ejes: C2, E2, F2, G2 N+ 0.00 al N+ 9.72	45 x 40	12 Ø 16 1E Ø10 @10 Cuantía: 1.34 % rec: 3 cm	
C3	Ejes: B1, C1, E1 N+ 0.00 al N+ 3.24	45 x 40	12 Ø 16 1E Ø10 @10 Cuantía: 1.34 % rec: 3 cm	
C4	Ejes: C2, E2, F2, G2 N+ 9.72 al N+ 12.96	300x300 e = 6 mm	Tubo de cuadrado	

C5	Ejes: D4, D5, E5, E6 N+ 0.00 al N+ 9.72	Altura: 180 mm Base: 180 mm Espesor: s: 8 mm t: 12 mm	Perfil tipo H-180	
----	---	---	----------------------	--

Fuente: Freddy Pimbo

Tabla 30: Secciones y acero de refuerzo de vigas.

Secciones de Vigas				
Tipo	Ubicación	Dimensión	Armadura	Sección Transversal
V1	Eje 1, 2, 3, 4 Eje A, B, C, E, F, G N+0.00, N+ 3.24, N+6.48, N+9.72	25 x 35	<b>Acero Superior:</b> 3Ø 16 mm Cuantía: 0.79% <b>Acero Inferior:</b> 2Ø 14 mm Cuantía: 0.40% <b>Estribos</b> 1E Ø 10 @ 10 y 15 <b>Recubrimiento:</b> 2.5 cm	 ○ 3Ø16mm ● 2Ø14mm
V2	Ejes: 5, D, E N+ 0.00 al N+ 9.72	Altura: 180 mm Base: 180 mm Espesor: s: 8 mm t: 12 mm	Columna Metálica Perfil tipo H-180	

Fuente: Freddy Pimbo

### 2.2.3.5 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Para identificar el perfil del suelo del lugar de emplazamiento de la estructura se realizó una perforación cercana al área donde se puede instalar el equipo requerido para el ensayo, para realizar se toma en cuenta las especificaciones establecidas por la norma INEN 698.

Los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana para definir el tipo de perfil de suelo se mencionan los siguientes:

- La velocidad media de onda de corte, ( $V_{s30}$  m/s).
- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- El índice de plasticidad (IP).
- El contenido de agua,  $w$  (%).

Se obtuvo los siguientes datos del ensayo del SPT:

**Tabla 31:** Ensayo de Penetración Estándar

Cotas (m)	Profundidad (cm)	N° Golpes SPT (Parcial)	N° Golpes	N° Golpes	Longitud	Promedio
			SPT (30cm)	SPT (Total)	Muestra (cm)	
-0.55	55	Limpieza	11	19		27.00
-0.70	15	8				
-0.85	15	5				
-1.00	15	6			27	
-1.50	15	Limpieza	13	75		
-1.70	20	6				
-1.85	15	6				
-2.00	15	7			47.5	
-2.20	20	9	45	54		
-2.35	15	23				
-2.50	15	22			18	
-2.70	20	21	39	60		
-2.85	15	20				
-3.00	15	19			25	

**Fuente:** Freddy Pimbo



**Tabla 32:** Clasificación de los suelos SUCS.

		Sub-Tipos	Identificación		Símbolo de Grupo		
Suelos (Partículas menores a 7.5 cm)	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N° 200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	Gw	
				Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP	
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM	
				Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH.	GC	
			ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200.	SW
					Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200.	SP
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena grava y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	SM		
			Arena arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla.	Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	SC		
		SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N°200	LIMO Y ARCILLA Límite Líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.	ML	
					Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.	CL	
	Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.				OL		
	Mayor de 50%		Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	MH			
			Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.	CH			
			Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	OH			
ALTAMENTE ORGÁNICO	Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa.			Pt			

**Fuente:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

### Clasificación del suelo

A partir de las muestras obtenidas del ensayo SPT, se realiza una clasificación del tipo de suelo en base a lo expuesto por la SUCS. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) establecido en la tabla 32. La caracterización primaria del suelo se realizará en base al ensayo granulométrico como se muestra a continuación en la siguiente tabla.

**Tabla 33:** Ensayo de Granulometría del suelo

	MUESTRA (Nv -1.00 m)			MUESTRA (Nv -2.00 m)		
Tamiz	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.0	0.0	100.0	0.00	0.00	100.00
#10	0.0	0.0	100.0	5.0	1.00	99.0
#40	25.0	7.0	93.0	65.0	17.0	83.0
#200	265.0	69.0	31.0	235.0	62.0	38.0
Fuente	118.0	31.0		144	38.0	
<b>Total</b>	408			449		
	MUESTRA (Nv -2.50 m)			MUESTRA (Nv -3.00 m)		
Tamiz	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	100.00
#10	20.0	6.0	94.00	10.0	3.0	96.0
#40	75.0	21.0	79.0	90.0	24.0	74.0
#200	215.0	59.0	41.0	230.0	62.0	36.0
Fuente	147	41.0		132.0	36.0	
<b>Total</b>	457			462		

**Fuente:** Freddy Pimbo

En base a los valores obtenidos de la tabla 33 y según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) tabla 32, podemos deducir que para cada metro calculado más del 50% del material es retenida en la malla # 200 (0.075 mm), entonces es un suelo de grano grueso. De la misma forma más del 50% del material pasa el tamiz # 4 (4.76mm), por consiguiente, la muestra de suelo recogida es un SM (Arena limosa mal graduada).

### Determinación de la velocidad de la onda de cortante (Vs 30)

Para el cálculo de la velocidad de onda de corte se utiliza las correlaciones en función al número golpes del ensayo SPT, lo cual está permitido dentro de la clasificación de suelos de la NEC-2015. La correlación utilizada será la de Kirar et al 2016 debido al

correcto ajuste que presenta con respecto al número de golpes del ensayo SPT y la velocidad de onda cortante sugerida por la NEC.

Para todo tipo de suelo:

$$V_s = 99.5 * N^{0.345} \text{ (m/s)}$$

Para el suelo arenoso:

$$V_s = 100.3 * N^{0.338} \text{ (m/s)}$$

Para suelo arcilloso:

$$V_s = 94.4 * N^{0.379} \text{ (m/s)}$$

Para el cálculo de  $V_s$  se utilizará la correlación empírica perteneciente a un tipo de suelo arenoso. En donde se encontrará el valor promedio de la velocidad de onda de corte.

**Tabla 34:** Velocidad de Onda de Corte en cada cota

<b>COTA (m)</b>	<b>N° Golpes (30cm)</b>	<b><math>V_s</math> m/sg</b>	<b><math>V_s</math> (m/sg) PROM.</b>
-1.00	11	225.58	293.35
-2.00	13	238.68	
-2.50	45	363.15	
-3.00	39	346.00	

**Fuente:** Freddy Pimbo

Según lo establecido en la normativa ecuatoriana NEC-2015 con los resultados del número de golpes que se encuentra entre el intervalo  $50 > N \geq 15$  y la velocidad de onda de corte entre  $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ ; se clasifica el suelo del lugar de estudio como tipo D, como se puede observar en la siguiente tabla:

**Tabla 35:** Tipo de Suelo según la Norma Ecuatoriana

<b>COTA (m)</b>	<b>N° Golpes (30cm)</b>	<b><math>V_s</math> m/sg</b>	<b>Tipo de perfil</b>
-1.00	11	225.58	D
-2.00	13	238.68	D
-2.50	45	363.15	D
-3.00	39	346.00	D

**Fuente:** Freddy Pimbo

### Contenido de humedad W%

En la siguiente tabla se presenta el resumen con el contenido de humedad promedio calculada en cada muestra de suelo adquirido en las distintas cotas en el ensayo de penetración estándar.

**Tabla 36:** Valores del contenido de humedad del suelo

<b>COTA (m)</b>	<b>Contenido de Humedad (W%)</b>
-1.00	4.36
-2.00	5.46
-2.50	10.53
-3.00	8.69

**Fuente:** Freddy Pimbo

### Plasticidad

Del ensayo granulométrico se determina la presencia de suelos finos es mayor a un 12% de la masa total del suelo, la resistencia y la relación esfuerzo-deformación del suelo se puede ver afectada, por lo tanto, se considerará como suelos con alta presencia de finos no plásticos, siendo sus iniciales GM y SM.

En la siguiente tabla se presenta el resumen del índice de plasticidad calculada en cada muestra de suelo adquirido en las distintas cotas en el ensayo de penetración estándar.

**Tabla 37:** Valor del Índice Plástico en cada cota

<b>COTA (m)</b>	<b>Índice Plástico (% Ip)</b>
-1.00	No Plástico
-2.00	No Plástico
-2.50	No Plástico
-3.00	No Plástico

**Fuente:** Freddy Pimbo

En los anexos se encuentra las tablas de clasificación de suelos para cada muestra obtenida del ensayo de penetración estándar SPT.

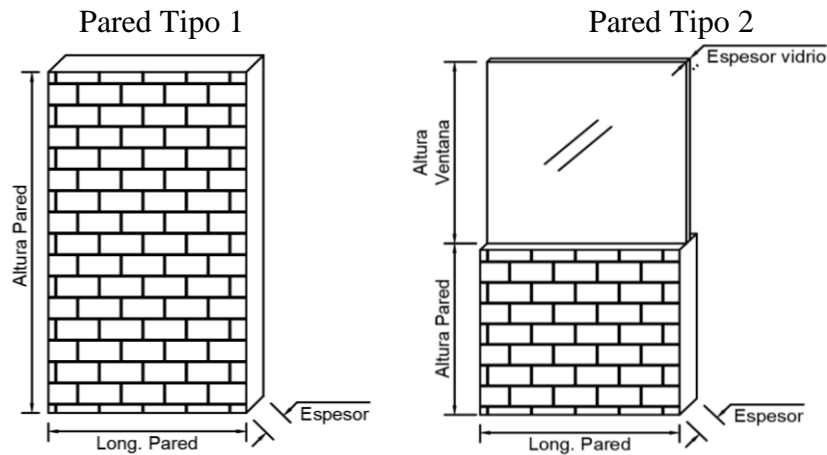
### 2.2.3.6 Cargas gravitacionales

#### Cuantificación de Cargas Muertas

- **Peso propio de paredes**

Para calcular el valor de la carga muerta de las paredes se realizó las mediciones tomando en cuenta la altura, la longitud y el espesor de los tipos de paredes. En las siguientes tablas se presenta el valor del peso propio total para cada nivel del edificio de estudio.

**Figura 38:** Tipos de Paredes



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 38:** Peso propio de paredes N+ 3.24

Peso propio de paredes N+ 3.24							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso Específico	Peso Total	Longitud	Total
		Altura	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg / m		
1	Pared	3.24	0.15	1600	777.60	24.16	18786.82
2	Pared	1.50	0.15	1600	304.64	14.43	4395.96
	Vidrio	1.74	0.004	2600			
Total (kg)							23182.77
Área Losa (m <sup>2</sup> )							322.93
CM (kg/m <sup>2</sup> )							71.79
Peso propio de paredes N+ 6.48							
1	Pared	3.24	0.15	1600	777.60	47.79	37161.50
2	Pared	1.20	0.15	1600	304.64	18.7	5696.77
	Vidrio	1.60	0.004	2600			
Total (kg)							42858.27
Área Losa (m <sup>2</sup> )							323.31

CM (kg/m <sup>2</sup> )							132.56
<b>Peso propio de paredes N+ 9.72</b>							
1	Pared	3.24	0.15	1600	777.60	32.41	25202.02
2	Pared	1.20	0.15	1600	304.64	46.77	14248.01
	Vidrio	1.60	0.004	2600			
Total (kg)							39450.03
Área Losa (m <sup>2</sup> )							350.64
CM (kg/m <sup>2</sup> )							112.51

Fuente: Freddy Pimbo

- **Peso adicional de la losa**

**Figura 39:** Corte de Losa



Fuente: Freddy Pimbo

**Tabla 39:** Cuantificación del peso de la losa

Elementos	Dimensiones (m)			Peso Específico	Peso Total
	Altura	Longitud	Espesor	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
Loseta	1	1	0.05	2400	120.00
Nervios	0.20	3.6	0.1	2400	172.80
Bloque	8 bloques * 15 kg				120.00
Enlucido sup.	1	1	0.015	1900	28.50
Enlucido Inf.	1	1	0.015	1900	28.50
Acabado	1	1	0.015	1600	24.00
				<b>Total</b>	<b>493.80</b>

Fuente: Freddy Pimbo

- **Adicional de carga muerta (ACM)**

$$ACM = CM \text{ Acabados} + CM \text{ Pared}$$

$$ACM = 201 \text{ kg/m}^2 + 71.19 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 272.19 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

CM Carga Muerta

**Tabla 40:** Resumen de adicional de carga muerta por piso

Piso	ACM (kg/m <sup>2</sup> )
N+ 12.96	-
N+ 9.72	313.51
N+ 6.48	333.56
N+ 3.24	272.19
N + 0.00	-

**Fuente:** Freddy Pimbo

- **Cálculo del peso de cubierta**

$$PEM = 12 \text{ m} * 1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$PEM = 12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Ptecho = 6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Pinst + Pgypsum = 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$PTotal = PEM + Ptecho + Pinst + Pgypsum$$

$$PTotal = 12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$PTotal = 23 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \approx 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$qu = 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 6\text{m}$$

$$qu = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

### Cargas vivas

Los valores se tomaron según lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para una ocupación de unidad educativa, en la siguiente tabla se presenta los siguientes valores:

**Tabla 41:** Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m <sup>2</sup> )
Aulas	200
Corredor segundo piso y superior	400
Corredor primer piso	480

**Fuente:** NEC-SE-CG, 2015.

### 2.2.3.7 Irregularidades de la estructura

Las irregularidades se evaluaron según la sección 1.1.3.3.1 con lo establecido en la tabla 5 y tabla 6, con los criterios de la NEC-SE-DS. En el caso de estructuras irregulares se usarán los coeficientes de configuración estructural que penalizan al edificio con la finalidad de tener en cuenta la irregularidad.

Se evaluó la irregularidad en planta tipo 3: discontinuidad en el sistema del piso N+3.24 por tener la mayor cantidad de área hueca.

La estructura no se posee ninguna irregularidad en planta por lo que se le asigna el valor de  $\Phi_p=1$  y el valor del coeficiente de irregularidad en elevación es de  $\Phi_e=0.9$ .

### 2.2.3.8 Carga sísmica

Para determinar las carga sísmica se realiza con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), que depende de las características de la zona de emplazamiento y características del edificio, los resultados se presentan en la siguiente tabla que permite obtener el cortante basal y la gráfica del espectro de respuesta sísmica.

Para el análisis se va a utilizar 2 espectros, el primer espectro propuesta por la NEC 2015 y el segundo un espectro determinista propuesto por la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica en el Estudio del peligro sísmico deterministas para el sector de Celiano Monge del Cantón Ambato de Freire Karina. (Figura 39)

**Tabla 42:** Factores de carga sísmica y de configuración estructural

Sitio	AMBATO	
Tipo De Suelo	D	
S. Estructural	H.A Sin muros con vigas descolgadas	
Uso	CENTRO DE EDUCACIÓN	
Parámetros	VALOR	NEC-SE-DS
DATOS ELÁSTICO		
Z (%g)	0.40	3.1.1
$\eta$	2.48	3.3.1
fa	1.20	3.2. 2.a
fd	1.19	3.2.2. b
fs	1.28	3.2.2.c
r	1.00	3.3.1
DATOS REDUCIDO		
R	8.00	6.3.4.b
I	1.30	4.1 Tabla 6
$\Phi_p$	1.00	5.2.3. Tabla 13

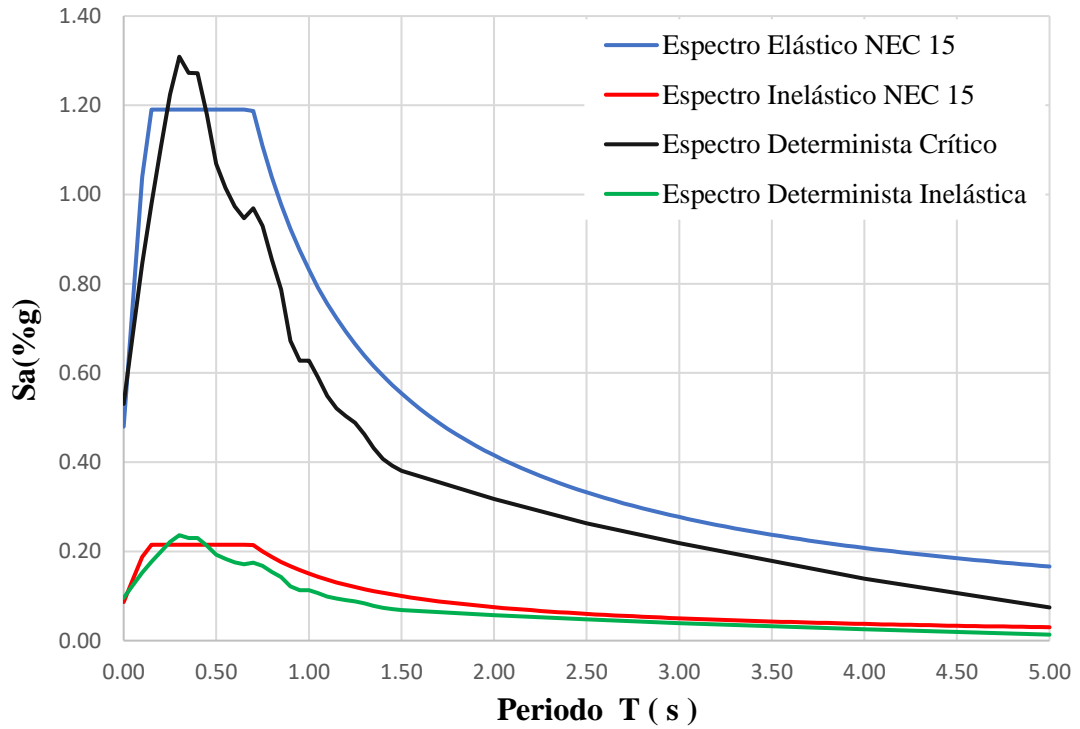


$\Phi_e$	0.90	5.2.3. Tabla 14
hn (m)	12.96	6.3.3
Ct	0.055	6.3. 3.a
$\alpha$	0.90	6.3. 3.a
<b>CÁLCULOS</b>		
Ta (s)	0.5517	
To(s)	0.1269	
Tc(s)	0.6981	
Sa(%g)	1.1904	
C (%g)	<b>0.2149</b>	
k	<b>1.026</b>	

Fuente: Freddy Pimbo

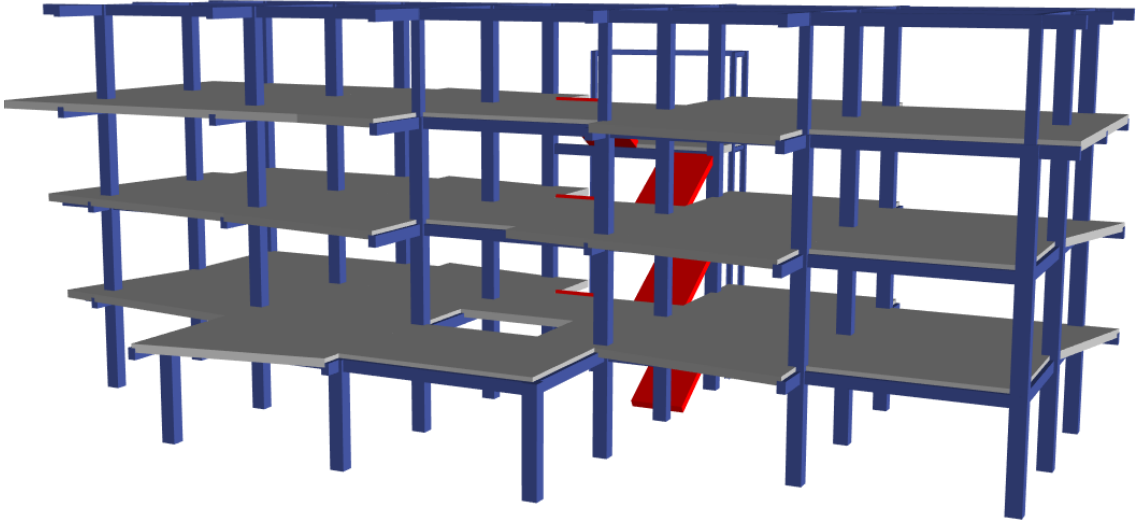
Figura 40: Espectros de respuesta

**Aceleración Espectral (Sa)**



Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 41:** Esquematización 3D de la edificación actual



**Fuente:** ETABS 2016

## **CAPÍTULO III**

### **RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

#### **3.1 Análisis y discusión de los resultados**

##### **3.1.1 Vulnerabilidad sísmica Método Cualitativo.**

###### **3.1.1.1. Aplicación del formato de Evaluación FEMA 154 Inspección Visual.**

Para aplicar la metodología de la FEMA 154, se efectuó la visita alrededor y el interior de edificación, como se indica en la capítulo dos, con el fin de realizar una inspección rápida visual, para identificar los parámetros necesarios y poder completar en formulario de recolección de datos de nivel 1 y nivel 2, resultado final de esta evaluación nos proporcionar el grado de vulnerabilidad que posee el edificio de estudio.

Por la zona de ubicación del edificio se tomó los formularios de alta sismicidad, estos formatos se presentan en el Anexo del presente trabajo.

##### **Formulario nivel 1**

En la parte inicial del formulario se ubica la fotografía del edificio de estudio y un croquis en planta de la estructura, posteriormente se coloca los datos de identificación y características esenciales, se asigna el tipo de suelo y los riesgos y peligros que se presenta en la edificación, a continuación, se detalla los parámetros que se consideró para el formulario nivel 1.

##### **Selección de Parámetros:**

- **Tipología del sistema estructural**

La edificación presenta un sistema estructural de concreto armado conformado de pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas. En el formulario de nivel 1 se lo asigna como edificio con pórticos de hormigón resistente a momento C1 según la tabla 11: tipología del sistema estructural de la FEMA154, en base a esta determinación la edificación tiene una puntuación básica de 1.5.

- **Altura**

Se observo en la visita preliminar que la edificación cuenta con 4 niveles sobre el nivel de piso y no cuenta con niveles inferiores, cada piso tiene una altura de 3.24 m.

- **Tipo de suelo**

Por medio del ensayo de penetración estándar realizado en el lugar de emplazamiento de la edificación se clasifica para el suelo según la NEC y coincide con la clasificación de la FEMA 154, como un suelo tipo D.

- **Año y código de construcción**

El diseño y construcción del edificio se realizó en el 2008.

- **Irregularidad vertical**

Según la tabla B-4 Guía de referencia de irregularidades verticales de la FEMA 154, la estructura posee una irregularidad severa denominado columna corta debido a que las paredes que acortan la altura libre de la columna, en consecuencia, se penalizada con una puntuación de -0.9 que se restara al puntaje básico del formulario de nivel 1.

- **Irregularidad en planta**

Según la tabla B-5 Guía de referencia de irregularidades en planta de la FEMA 154 que se presenta en los anexos del presente trabajo, no se presenta ninguna irregularidad, por lo que no se marca en el formulario este parámetro.

En la última parte del formulario se presenta una extensión de la revisión, otros riegos presenten en la edificación y según los resultados marcar si es necesario realizar otras acciones y realizar una evaluación estructural o no estructural detalla.

### **Formulario Nivel 2**


Se va a realizar una evaluación a un nivel más detallado por lo que se opta por realizar el formulario de nivel 2 que va relacionado con el formulario de anterior, ya que se utiliza el puntaje final del nivel 1, con los modificadores de irregularidad vertical y en planta para obtener el puntaje base ajustado.

Se analiza todos los aspectos de la irregularidad en elevación para determinar un modificador para penalizar a la estructura, para el caso de estudio se observa que la profundidad de la columna es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno que cortan a la columna, también se analizó los aspectos de la irregularidad en planta, por lo que no se determinó la presencia de esta irregularidad. En la parte final se marca los peligros no estructurales que posee la estructura en la visita preliminar del exterior e interior. En la siguiente tabla se presenta el formulario completo del edificio.

**Tabla 43: Formulario de Nivel 1 de Inspección Visual Rápida FEMA 154**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.  
 Nivel 1  
 FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.  
**ALTA Sismicidad**


**FOTOGRAFÍA**



Dirección: Universidad técnica de Ambato – Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica - Campus Huachi Código \_\_\_\_\_  
 Postal \_\_\_\_\_  
 Otra Identificación: Av. Los Chasquis v Río Pavamino  
 Nombre del edificio: Edificio Bloque B  
 Uso: Centro de educación superior  
 Latitud: -1.268 Longitud: \_\_\_\_\_ -  
 78.624  
 Ss: \_\_\_\_\_ SI: \_\_\_\_\_  
 Inspector(s): Freddy Pimbo Fecha/Hora: 8 de octubre de 2020, 8:30 am  
 No. Pisos: Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 Año de Construcción: 2008  
 Superficie total del Suelo (m²): 377.63 Código año: \_\_\_\_\_  
 Adiciones:  Ninguna  Sí, Años Construcción: \_\_\_\_\_

**OCUPACIÓN:**  
 Asamblea  Comercial  Ser. Emergencia  Histórico  Albergue  
 Industrial  Oficina  Escuela  Gobierno  
 Utilidad  Almacén  Residencial, # Unid: \_\_\_\_\_

**CROQUIS:**



**Tipo de Suelo:**  
 A  B  C  D  E  F  DNK  
 Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK, asumir Tipo D  
 Dura Débil Denso Duro Blando Pobre

**Riesgos Geológicos:** Licuefacción:  No/DNK Deslizamientos:  No/DNK Superficie de Ruptura:  No/DNK  
**Adyacencia:**  Golpeteo  Peligro de Caído del Edificio Adyacente  
**Irregularidades:**  Elevación (tipo/severidad) Columna  
Corta  Planta  
 (tipo) \_\_\_\_\_  
**Peligros de Caída de Exterior:**  
 Chimeneas sin soporte lateral  Revestimiento pesado o de chapa de madera  
 Antepechos, barandas  Apéndices  
 Otros: \_\_\_\_\_

**COMENTARIOS:**  
 La irregularidad vertical se refiere a la presencia columnas que se cortan por las paredes de relleno existentes, y no presenta peligros de caída del exterior.  
 Dibujos adicionales o comentarios en página separada

**PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1**

TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1 A	W2	S1 (MR F)	S2 (BR )	S3 (LM )	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MR F)	C2 (SW )	C3 (UR MI NF)	PC1 (TV )	PC2	RM 1 (FD )	RM 2 (RD )	UR M	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V <sub>L1</sub>		-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V <sub>L1</sub>		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P <sub>L1</sub>		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior- Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo S <sub>MIN</sub>		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 >= SMIN  $1.5 - 0.9 = 0.6$

**EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN**  
 Exterior:  Parcial  Todos los pisos  Aéreo  
 Interior:  Ninguna  Visible  Ingreso  
 Planos revisados:  Sí  No  
 Fuente del tipo de Suelo: Estudios posteriores  
 Fuente de los Peligros Geológico: \_\_\_\_\_  
 Persona de Contacto: \_\_\_\_\_

**¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DE NIVEL 2?**  
 Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 1.0  No  
 Peligros no estructurales:  Sí  No

**OTROS RIESGOS**  
 ¿Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural?  
 Potencial golpeteo (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable).  
 Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos.  
 Riesgos geológicos o tipo de Suelo F  
 Daños significativos/deterioro al sistema estructural

**ACCIÓN REQUERIDA**  
**¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?**  
 Sí, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio  
 Sí, puntaje menor que límite.  
 Sí, otros peligros presentes  
 No  
**¿Evaluación no estructural detallada recomendada?**  
 Sí, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados  
 No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada  
 No, no se identifican peligros no estructurales  DNK

**Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe**

**Leyenda:** MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada  
 FD: Diagrama flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up

Fuente: Freddy Pimbo

**Tabla 44: Formulario Nivel 2 de Inspección Visual Rápida FEMA 154**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.				Nivel 2		
(Opcional)						
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.				Alta		
Sismicidad						
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.						
Nombre edificio: <u>Edificio Bloque B</u>		Puntaje Final Nivel 1:		SL1= <u>0.6</u> (no se considera SMIN)		
Inspector: <u>Freddy Pimbo</u>		Modificadores de Irreg. Nivel 1:		Irregularidad Vertical, VL1= <u>-0.9</u> Irregularidad en planta, PL1= <u>0</u>		
Fecha/Hora: <u>8 de octubre de 2020, 8:30 am</u>		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO:		S'=(SL1-VL1-PL1) = <u>1.5</u>		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO						
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)			Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.		-1.2	VL2 = <u>-0.5</u> (Limite en -1.2)	
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.				
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.		-0.8		
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)		-0.6		
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.		-1.2		
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-0.9		
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-0.5		
		Discontinuidad		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.		-1.0
			Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5		
			Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3		
	Columnas cortas		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5		
			C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna.	<u>-0.5</u>		
	Nivel desplazado		Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
Otra Irregularidad		Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación.	-1.0			
		Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5			
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente).			-0.7	PL2 = <u>0</u> (Limite en -1.2)	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.			-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.			-0.4		
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente:		Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1.0	
					-1.0	
					-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-1.0		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.			-0.4		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Reeducación).			0.3		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.			-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.			1.2		
Reeducación	Una reeducación o un acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.			-1.4	M= <u>0</u>	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SMIN:				1.5 -0.5 = 1.0		
Transferir al Formulario Nivel 1						
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No						
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación						
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS						
Ubicación	Declaración (Chequear "Si o "No")			Si	No	Comentario

Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.		X	
	Existen revestimientos pesados.		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.		X	
	Existe un accesorio de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.		X	
	Existe un letrero colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.		X	
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.		X	
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.		X	
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.		X	
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.		X	
<b>Desempeño Sísmico no Estructural Estimado</b> (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida.				
<b>Comentarios:</b>				

**Fuente:** Freddy Pimbo

### 3.1.1.2. Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica - NEC 2015.

EL formulario propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras está basado en la FEMA 154, con el fin de evaluar las construcciones existen y determinar la vulnerabilidad frente a un sismo, el formulario consta con un nivel de evaluación, el cual se lo fue llenando progresivamente durante la visita de campo realizada a la edificación.

#### Selección de parámetros:

Como se analizó en la sección anterior se le asigna como tipología del sistema estructural Pórtico hormigón armado **C1** en este caso se le otorga un puntaje básico de 2.5. En el formato se marca que es una estructura de mediana altura (4 a 7 pisos) ya que el edificio consta de 4 pisos, se le otorga un modificador de 0.4.

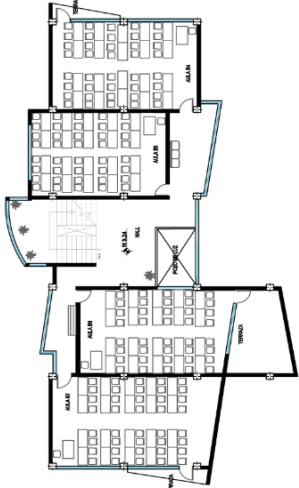

Las irregularidades se analizaron en la sección 2.2.3.6. No se presenta irregularidades en planta, en cambio se indica que tiene irregularidad en elevación que penaliza a la estructura con el modificador de -1.5.

El código de la construcción, en base a la documentación recopilada, se puede indicar que el diseño y construcción se lo realizó en el año 2008, que cumplen con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción ya sea el cálculo estructural y el diseño de hormigón armado. En el formulario se establece como post - código moderno (construido a partir del 2001) y le asigna el valor de 1.4 como modificador.

Para el tipo de suelo se establece el tipo D, por lo estudios anteriores realizados en el sector donde se ubica el edificio, según este tipo de suelo se le establece como modificador un valor de -0.6.

Con los parámetros analizados se realiza la suma de los modificadores para obtener el puntaje final (S) con el fin de determinar el grado de vulnerabilidad, a continuación, se presenta el formulario realizado de la estructura de estudio:

**Tabla 45:** Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
					<b>DATOS DE EDIFICACION:</b>									
					Dirección: <b>Av. Los Chasquis y Río Payamino</b>									
					Nombre de la edificación: <b>Edificio Bloque B</b>									
					Sitio de referencia: <b>UTA Campus Huachi</b>									
					Tipo de uso: <b>Centro de educación superior</b>					Fecha de evaluación: <b>8 de octubre del 2020</b>				
					Año de construcción: <b>2008</b>					Año de remodelación:				
Área construida en m2: <b>377.63</b>					Numero pisos: <b>4</b>									
<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>														
Nombre del evaluador: <b>Freddy Pimbo</b>														
C.I. <b>1805215538</b>														
Registro senescyt:														
Fotografía:														
														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico acero laminado			S1					
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales			C2	Pórtico acero laminado con diagonales			S2					
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico acero doblado en frío			S3					
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX					Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado			S4					
		H. Armado prefabricada			PC	Pórtico acero con paredes mampostería			S5					
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
<b>ALTURA DE EDIFICACIÓN</b>														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
<b>IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION</b>														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
<b>CODIGO DE LA CONSTRUCCION</b>														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
<b>TIPO DE SUELO</b>														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	
<b>PUNTAJE FINAL, S</b>					<b>2.20</b>									
<b>GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA</b>														
S < 2,0		Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2,0 > S > 2,5		Media vulnerabilidad			<b>X</b>									
S > 2,5		Baja vulnerabilidad												
Firma responsable Evaluación														
<b>OBSERVACIONES. –</b>														
El resultado que se obtuvo del formato indica una media vulnerabilidad de la edificación														

Fuente: Freddy Pimbo



### **Resultados de la evaluación cualitativa**

Los valores de puntaje Final **S** bajos representan que la estructura posee una alta probabilidad de falla ante un evento sísmico, por lo que es recomendable evaluar de una forma más detallada por un especialista a través de programas y herramientas de cálculo que permita determinar la vulnerabilidad sísmica más exacta.

Según los resultados obtenidos por el formulario de la FEMA 154, se le asignó un puntaje de 0.6 y con el formulario de la NEC 2015 un puntaje de 2.2, por lo que se concluye que la edificación tiene un grado de **VULNERABILIDAD MEDIO**, se plantea realizar una evaluación estructural más detallada.

Los parámetros que afectan el grado de vulnerabilidad en el formulario de la FEMA 154 es la presencia de columna corta debido a las paredes que acortan la altura libre de la columna y en el formulario de la NEC 2015 los parámetros que afectan es la irregularidad vertical y el suelo tipo D restando al puntaje básico.

#### **3.1.2. Vulnerabilidad sísmica Método cuantitativo**

##### **Análisis lineal de la estructura en condición actual**

Se utilizó el programa computacional ETABS 2016 (versión 16.2.1), para realizar el análisis lineal del edificio de estudio con la información recopilada descrita en el capítulo 2, este análisis se realizó en función a los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para verificar su aceptación.

##### **3.1.2.1 Definición de Materiales**

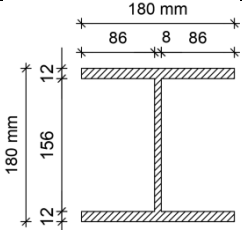
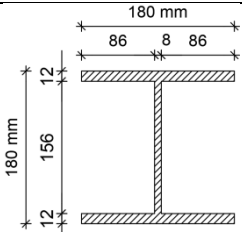
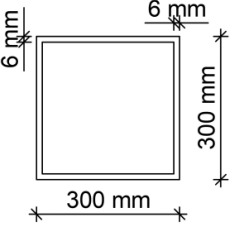
Para la resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c$  se utiliza el valor promedio obtenido del ensayo que se menciona en la sección 2.2.3.4.1, para la resistencia a la fluencia del acero  $f_y$  se toma el valor del acero corrugado presente en el armado de los elementos estructurales.

- Hormigón  $f'_c$ : 240 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo elástico del Hormigón:  $13100 \cdot \sqrt{f'_c}$
- Acero de refuerzo  $f_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Acero del perfil metálico A36  $f_y$ : 2530 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.1.2.2 Definición de secciones

Se define las secciones de los elementos estructurales de vigas, columnas y losas para el modelamiento con sus diferentes dimensiones y armadura como se presente en la siguiente tabla:

**Tabla 46:** Secciones y áreas de aceros de vigas y columnas

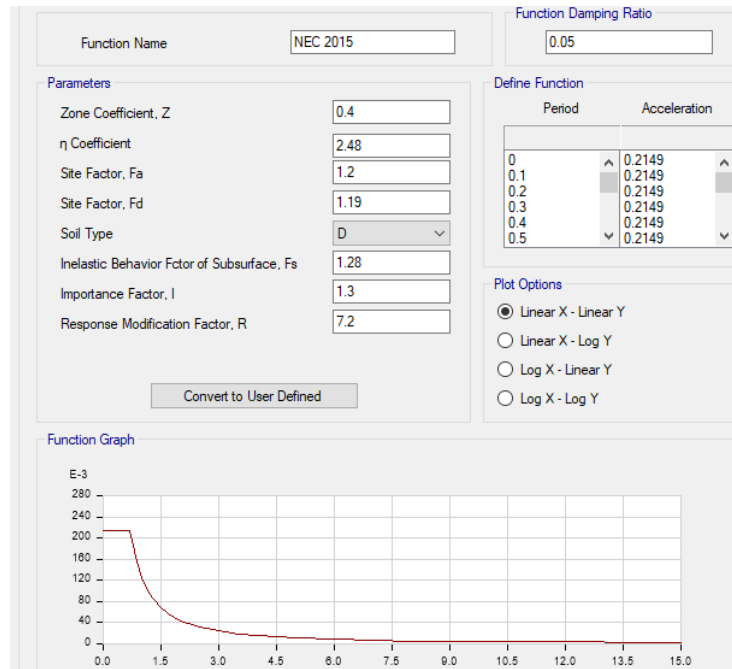
N° Piso	Sección	Material del acero	Dimensión (cm)	Armadura
En todos los pisos	Viga V 25x35	A615Gr 40	Peralte: 35 cm Base: 25 cm Recubrimiento: 4 cm	Acero superior: 6.03cm <sup>2</sup> Acero Inferior: 3.08 cm <sup>2</sup>
	Viga Metálica Perfil tipo H H - 180	A36	Altura: 180 mm Base: 180 mm Espesor ala: 8 mm Espesor-alma:12 mm	
En todos los pisos	Columna C 45x40	A615Gr 40	Ancho: 45 cm Profundidad: 40 cm Recubrimiento: 3 cm	# barras longi. dirección 3 axis: 4 # barras longi. dirección 2 axis: 4 Diámetro: 16 mm Acero transversal: Diámetro: 10 mm Espaciamiento:10 cm
	Columna Metálica Perfil tipo H H - 180	A36	Altura: 180 mm Base: 180 mm Espesor ala: 8 mm Espesor-alma:12 mm	
4	Columna Metálica Tubo cuadrado	A36	Ancho: 300 mm Profundidad: 300mm Espesor: 6 mm	

Fuente: Freddy Pimbo

### 3.1.2.3 Definición del Espectro de respuesta sísmica

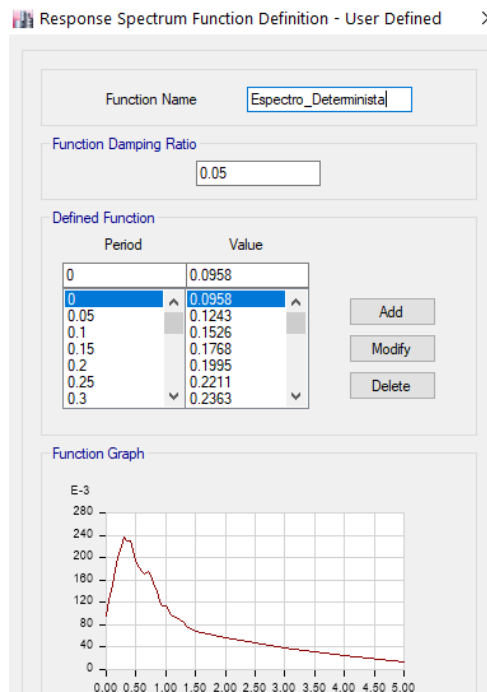
Se define los dos espectros, el espectro de la NEC 2015 se define con los valores propuestos de la norma y el espectro determinista se le ingresa un archivo con los valores ya establecidos.

**Figura 42:** Espectro de respuesta sísmica NEC 2015



Fuente: ETABS 2016

**Figura 43:** Espectro Determinista



Fuente: ETABS 2016

### Definición del cortante basal estático

Para calcular el valor del coeficiente del cortante basal se calcula el valor del periodo de vibración aproximado mediante el método 1 establecido por la NEC 2015 con la siguiente expresión:

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

Donde:

$C_t, \alpha$ : Coeficiente que depende del tipo edificio

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

**Tabla 47:** Parámetros para el cálculo del periodo de vibración por el Método 1

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

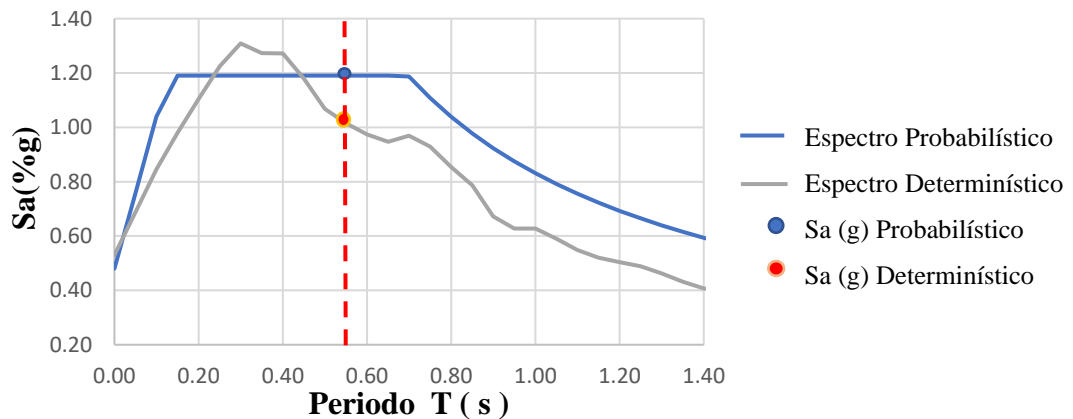
**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

$$T = 0.055 * 12.96^{0.9}$$

$$T = 0.5517 \text{ s}$$

El periodo fundamental es de 0.5517 segundos, con ese valor se calcula la aceleración mediante la siguiente grafica para los dos espectros, el probabilístico de la NEC 2015 y el determinístico.

**Figura 44:** Aceleración Espectral para el análisis de la Estructura



**Fuente:** Freddy Pimbo

El valor calculado de aceleración es de 1.1904g y 1.03g para el espectro NEC 2015 y determinista respectivamente, estos los valores son necesarios para el cálculo del cortante basal con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

Donde:

- C Coeficiente de reducción
- I Factor de importancia
- S<sub>a</sub> Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración la gravedad g.)
- R Factor de reducción de resistencia sísmica
- ϕ<sub>P</sub> Coeficiente de configuración en planta
- ϕ<sub>E</sub> Coeficiente de configuración en elevación

- **Coeficiente Basal NEC-2015**

$$C = \frac{1.3 * 1.1904}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.2149$$

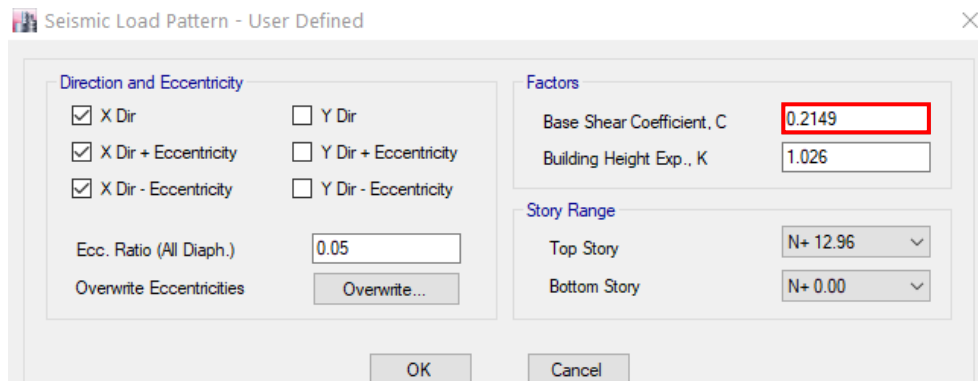
- **Coeficiente Basal Espectro Determinista**

$$C = \frac{1.3 * 1.03}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.1860$$

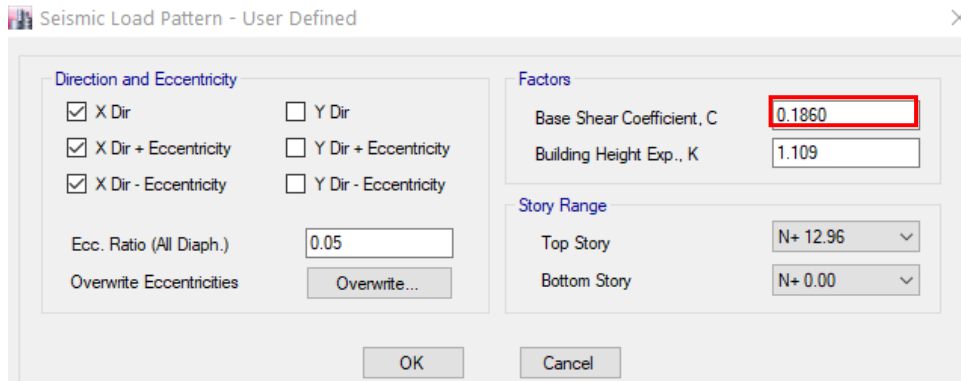
Con el valor de coeficiente calculado se ingresa al ETABS para definir la carga sísmica estática para cada espectro:

**Figura 45:** Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 46:** Coeficiente de Corte Basal Espectro Determinista.

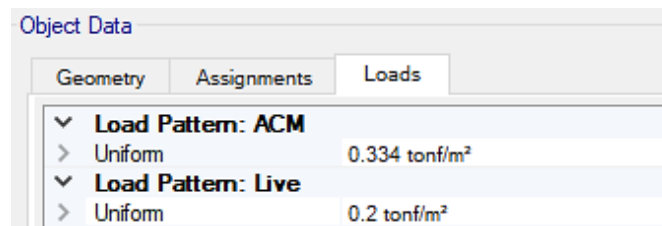


**Fuente:** ETABS 2016

#### 3.1.2.4 Asignación de cargas

Se asigno las cargas que afecta a la estructura, las cuales son asignados en la losa de cada piso en forma de carga uniforme para cada tablero. Tanto las cargas vivas descritas en la tabla 41 y el adicional de carga muerta permanente por piso, los valores se encuentran en la tabla 40.

**Figura 47:** Información de estado de cargas en el piso N+6.48



**Fuente:** ETABS 2016

#### 3.1.2.5 Análisis de resultados

Para verificar que la edificación cumpla con un diseño optimo se debe realizar los siguientes chequeos según la NEC-SE-DS 2015:

- **Período de vibración**

El periodo de vibración de la edificación  $T$ , será obtiene a partir de dos métodos descritos a continuación. Para el método 1 que se estima el valor con la expresión descrita en la tabla 42. Para el método 2 se debe realizar el análisis lineal para obtener dicho valor, en la tabla 48 se presenta los valores del periodo para cada modo de vibración.

Para realizar este chequeo, el valor de  $T$  que se obtiene por el método 2 no debe superar en un 30% al valor de  $T_a$  obtenido por el método 1.

**Tabla 48:** Período fundamental método 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.801	0.0637	0.2182
2	0.728	0.0427	0.5874
3	0.665	0.6907	0.0028
4	0.251	0.0095	0.0825
5	0.235	0.0222	0.0454
6	0.217	0.0913	0.0001
7	0.141	0.0035	0.0372
8	0.135	0.0144	0.0119
9	0.122	0.0376	0.00
10	0.104	0.0003	0.0099
11	0.099	0.0046	0.0028
12	0.088	0.0184	0.00

Fuente: Freddy Pimbo

**Tabla 49:** Verificación del periodo fundamental de la estructura

Método 1 (Ta)	0.552	<b>Ta2 ≤ 1.3Ta1</b>
Método 2 (Ta)	0.801	<b>NO CUMPLE</b>
1.3*Ta1	0.717	

Fuente: Freddy Pimbo

Se observa en la tabla 49 que la edificación no cumple con este chequeo ya que el valor de periodo del análisis lineal es mayor que el 30% de periodo calculado por el método 1, lo que significa que la estructura es muy flexible generando valores altos de derivas por lo que se debe rigidizar incrementando las secciones o aplicando algún método de reforzamiento para bajar el periodo de vibración.

- **Torsión en Planta**

En este chequeo se debe comprobar que los dos primeros modos de vibración de la estructura tengan un movimiento traslacional, ya que las cargas sísmicas son más grandes en los dos primeros modos de vibración por lo que se espera que se produzca la mayor cantidad de disipación de energía. El tercer modo de vibración se espera que sea totalmente torsional.

Se debe calcular el porcentaje de torsión que produce cada modo de vibración con la siguiente expresión que hace referencia al porcentaje de masa de la edificación que se desplaza, la cual relaciona el giro en Z con el mayor valor de desplazamiento en

dirección X y en la dirección Y, esta relación debe ser menor al 30% para que tenga un comportamiento traslacional.

$$\%Torsión = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100$$

$$\%Torsión \leq 30\% (Traslacional)$$

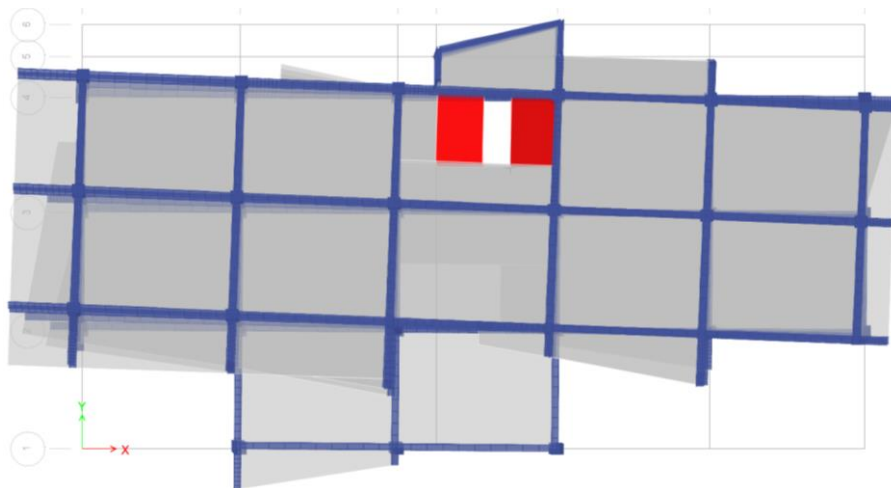
**Tabla 50:** Factores de participación

Modo	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	%Torsión	
1	0.0637	0.2182	0.5232	<b>239.78</b>	<b>Torsional</b>
2	0.0427	0.5874	0.1779	<b>30.29</b>	<b>Torsional</b>
3	0.6907	0.0028	0.1123	16.26	<b>Ok traslacional</b>

**Fuente:** Freddy Pimbo

Según la tabla 50, la edificación presenta un comportamiento torsional en el primer y segundo modo de vibración, superando el 30% de la participación rotacional permitida, por lo que sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural, la cual presenta entrantes excesivos en el primer piso como se observa en la figura 48. En la figura 48 se presenta el comportamiento que tiene la estructura en el primer modo de vibración de la estructura, se puede observar cómo los elementos del Eje A tiene un mayor desplazamiento a comparación del Eje G produciendo la torsión de la estructura, además la presencia de volados en el Eje 2 al Eje 5 aporta mayor carga a la estructura provocando mayores desplazamientos. Es recomendable que la estructura no presente torsión en sus dos primeros modos de vibración debido a que puede producirse grandes daños en la edificación durante sismos intensos y llegar al colapso estructural.

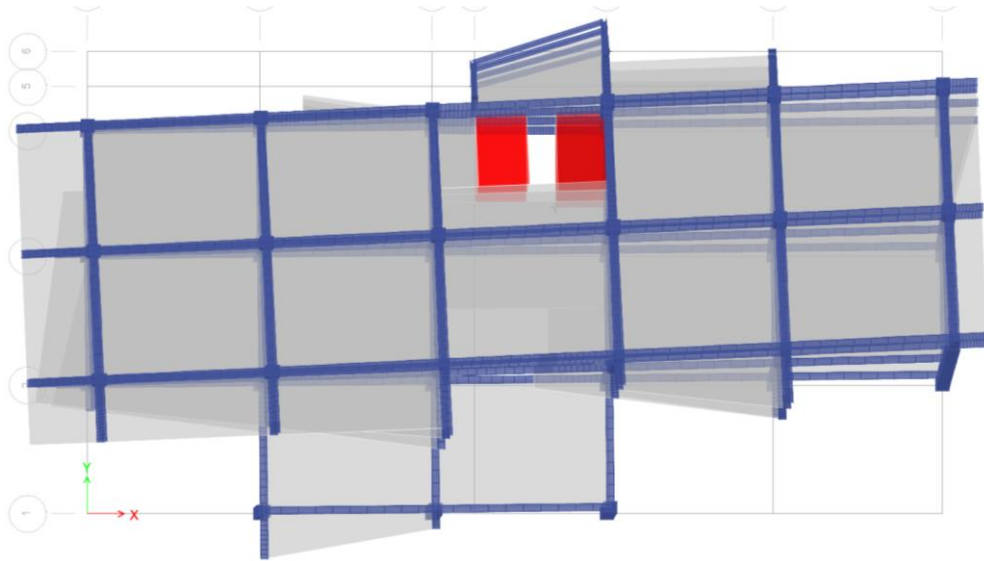
**Figura 48:** Primer modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2016



**Figura 49:** Segundo modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2016

- **Masa acumulada**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en su sección 6.2.2 menciona que para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración considerados que involucra la participación de la masa modal acumulada deben garantizar que al menos se acumule el 90% de la masa total de la estructura en cada dirección horizontal considerada. [11]

**Tabla 51:** Masa Acumulada

<b>Modo</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
1	0.0498	0.1164
2	0.1234	0.774
3	0.7989	0.8063
4	0.8089	0.8557
5	0.826	0.9282
6	0.9151	0.9298
7	0.9202	0.957
8	0.9312	0.9789
9	0.9714	0.9791
10	0.972	0.9869
11	0.9757	0.9931
12	0.9946	0.9932

**Fuente:** Freddy Pimbo

En la tabla 51 se muestra las masas acumuladas de la estructura, se acumula el 90% de masa en el sexto modo para la dirección X y en el quinto modo para la dirección Y,

para ambos casos cumplen ya que se encuentran en los modos establecidos para el análisis.

- **Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico**

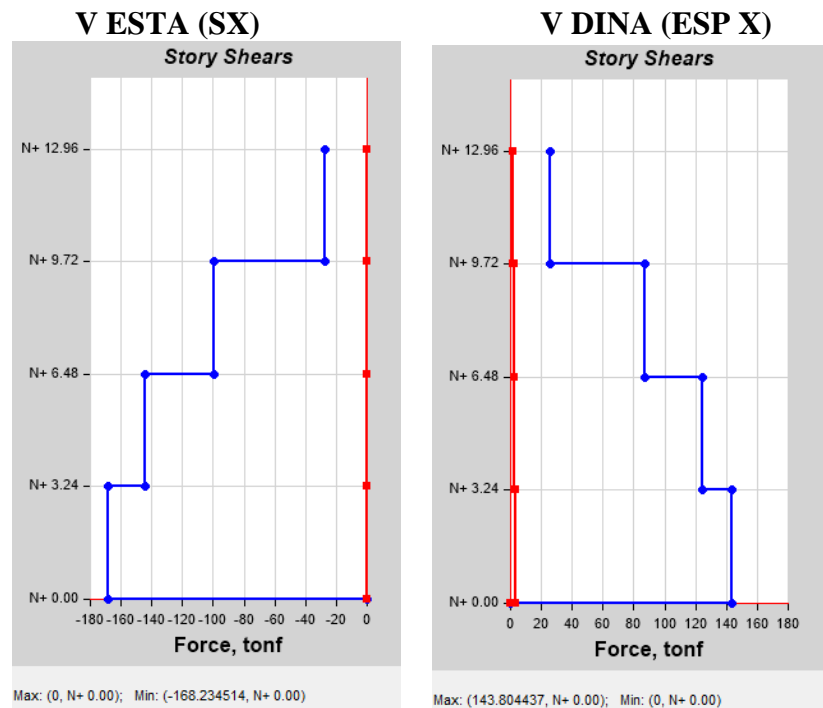
Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en su sección 6.2.2 menciona que el valor del cortante dinámico total aplicado en la base, realizado por el método de análisis dinámico no debe superar el 80% (estructuras regulares) o el 85% (estructuras irregulares) obtenido por el método estático, en el caso que supere se debe realizar un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico. [11].

**Tabla 52:** Validación del Análisis Dinámico NEC 2015

	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
<b>Dirección X</b>				
NEC 2015	180.752	154.431	<b>85.44</b>	Cumple
Determinista	156.445	133.315	<b>85.22</b>	Cumple
<b>Dirección Y</b>				
NEC 2015	180.752	154.431	<b>85.44</b>	Cumple
Determinista	156.445	133.014	<b>85.02</b>	Cumple

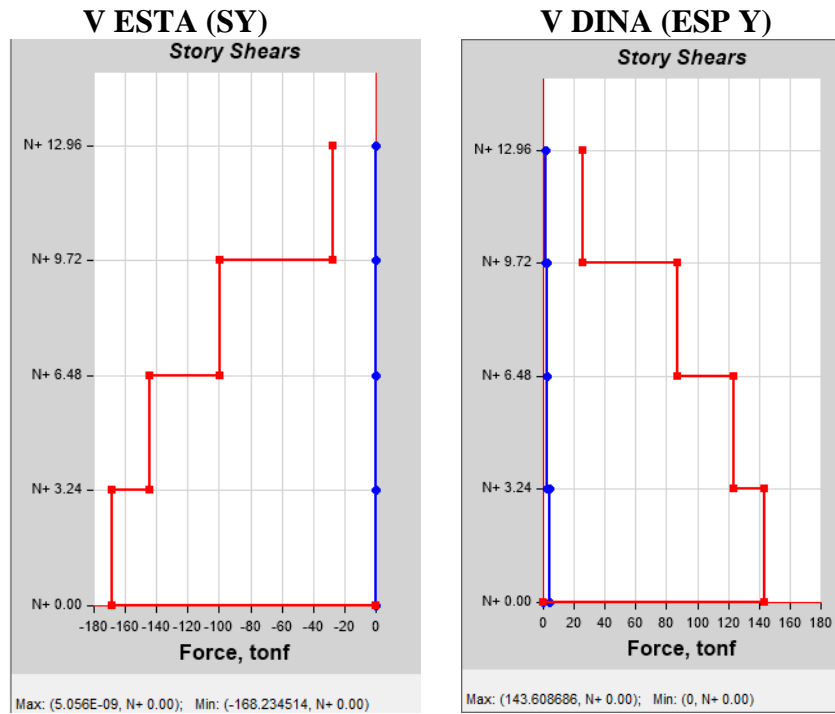
**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 50:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 51:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y



**Fuente:** ETABS 2016

Como se presenta en la tabla anterior, el cortante basal dinámico en dirección X y Y, supera el 85% del cortante estático que establece la norma para estructura irregulares, anteriormente se realizó el reajuste del cortante dinámico multiplicando a la gravedad por un factor de ampliación de 1.19 para la dirección X y de 1.20 para la dirección Y. Los factores se calcularon con el porcentaje faltante que requiere el cortante Dinámico para cumplir con el 85%, este valor se lo ingresa en el ETABS para la validación del análisis. Se realiza el mismo proceso para el espectro determinista.

- **Derivas de piso**

Para un control de deformaciones de la estructura la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en su sección 4.2.2 menciona que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar los límites de la deriva inelástica de la siguiente tabla:

**Tabla 53:** Valores de  $\Delta_M$  máximos

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera.	0.02
De mampostería	0.01

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Para el análisis de las derivas de piso se utilizará el máximo valor de la respuesta inelástica en desplazamiento de la edificación, generada por el sismo de diseño. Se debe analizar tanto las derivas estáticas y dinámicas para cada dirección.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

$\Delta_M$ : Deriva máxima inelástica.

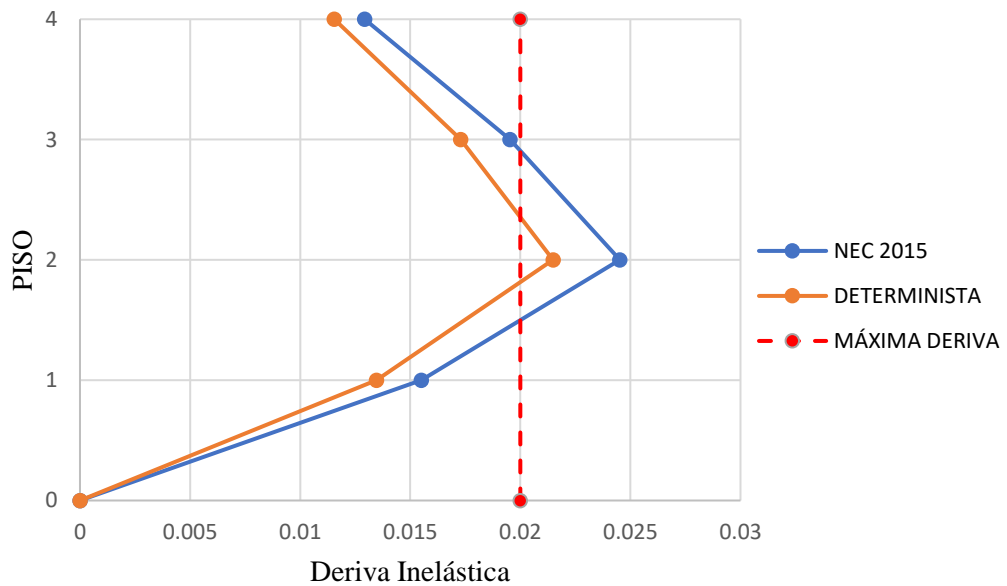
$\Delta_E$ : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

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

### Derivas por cortante estático

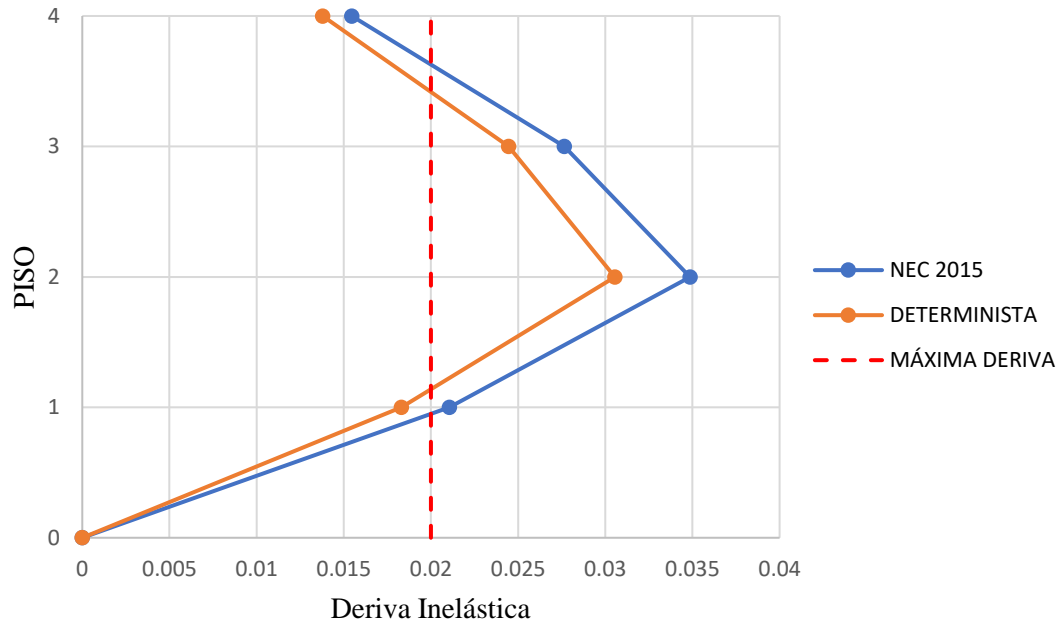
Como se puede observar en la figura 52 y 53 las derivas inelásticas causadas por el cortante estático supera el 2% en la mayoría de los pisos de la estructura, con un valor máximo de 3.49 % para el nivel N+ 6.48 para la dirección Y.

**Figura 52:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 53:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y

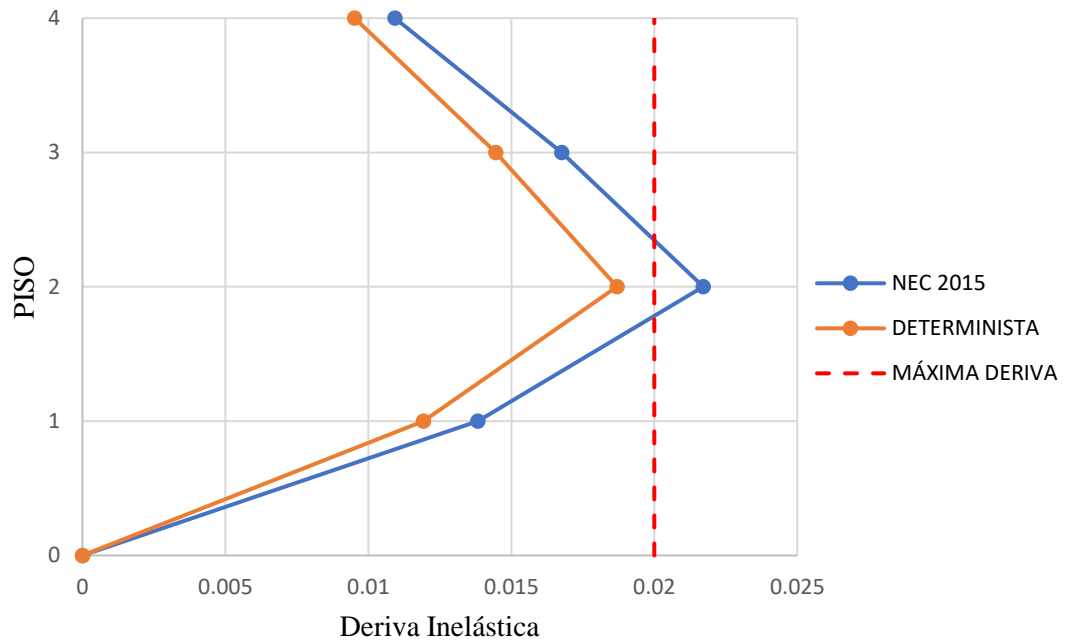


Fuente: Freddy Pimbo

**Derivas por cortante dinámico**

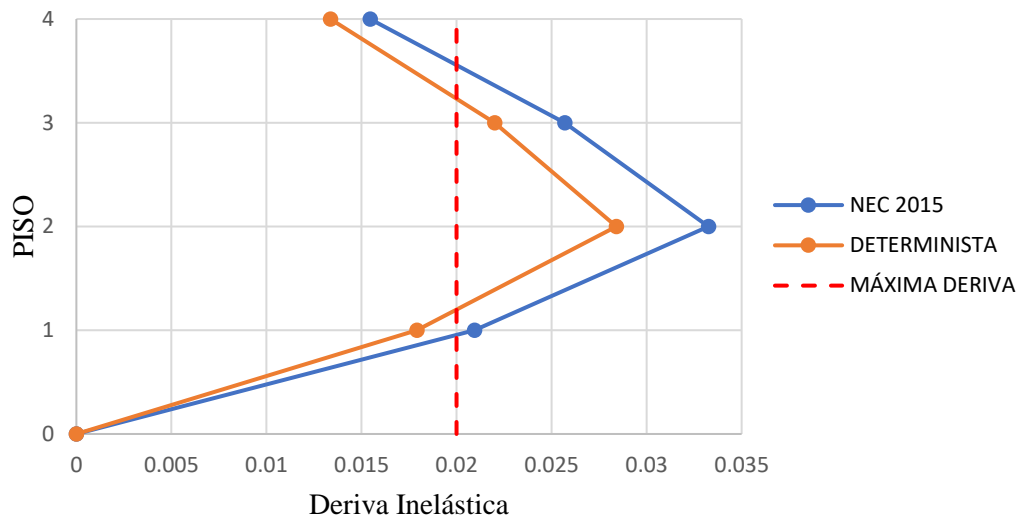
Como se puede observar en la figura 54 y 55 las derivas inelásticas causadas por el cortante dinámico supera el 2% en la mayoría de los pisos de la estructura, con un valor máximo de 3.33 % para el nivel N+ 6.48 para la dirección Y.

**Figura 54:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X



Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 55:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y



**Fuente:** Freddy Pimbo

### 3.1.2.6. Chequeo de elementos estructurales

Una vez realizar los chequeos del modelo del análisis lineal se procede a revisar el diseño de los elementos estructurales con el objetivo de analizar si son capaces de resistir las solicitaciones, con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Los elementos estructurales como vigas y columnas se diseñan de tal forma que las resistencias de diseño sean igual o superior a los efectos de las cargas incrementadas, según las siguientes combinaciones: [11]

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E
- 0.9 D + 1.0 E

**Donde:**

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Carga Sísmica

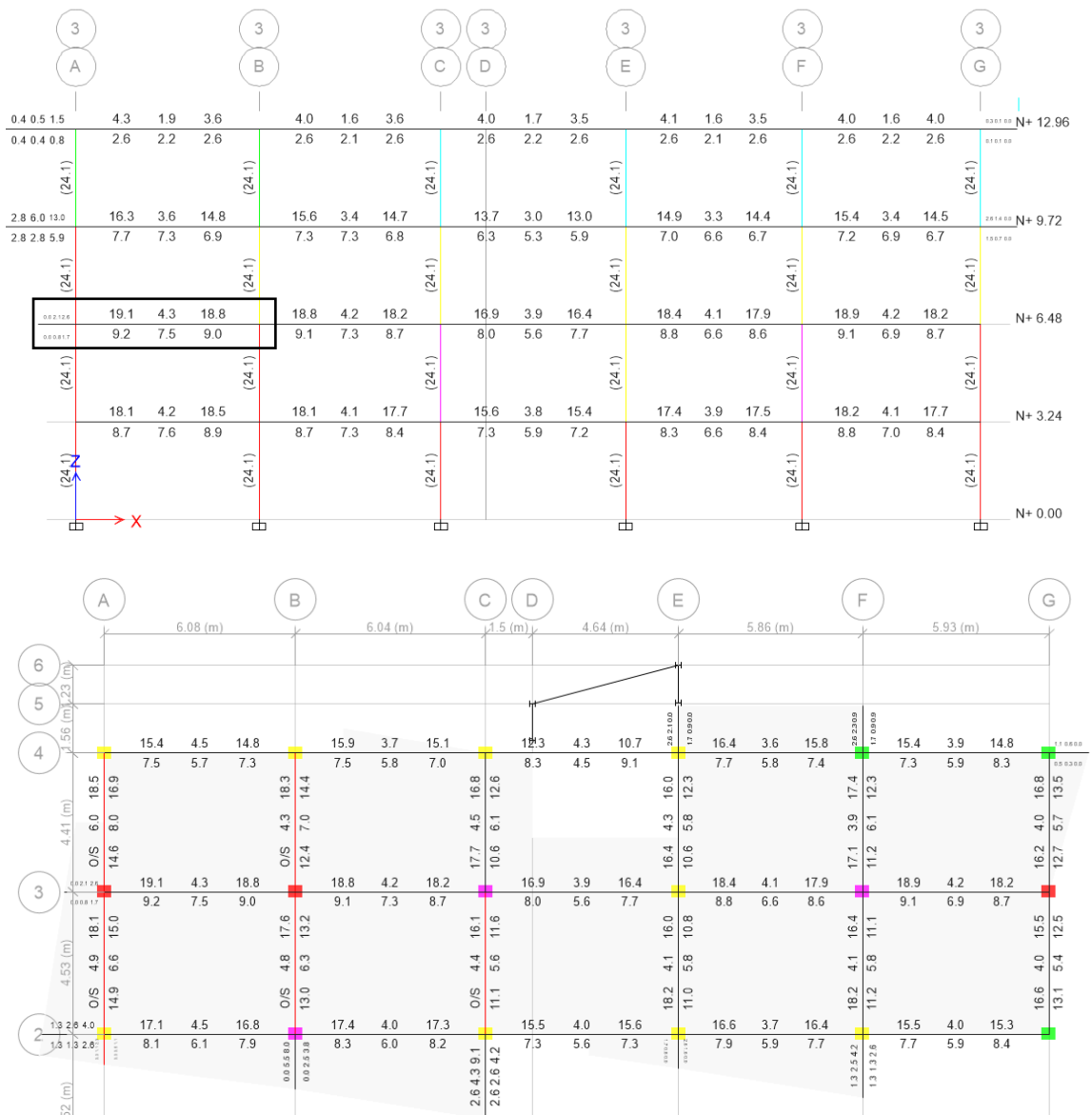
Para el chequeo se utilizó las inercias agrietadas para cada elemento estructural, las secciones de columnas y vigas fueron agrietadas según lo establecido en la norma ATC 40, con los valores de 0.5 a flexión y 0.4 para corte en vigas; 0.7 y 0.4 para flexión y corte respectivamente en columnas.

## Chequeo a flexión de vigas

Se verifica los valores de cada combinación de carga, seleccionando la combinación más desfavorable para realizar la verificación de las vigas.

Se determina la cantidad de acero requerido para las vigas del pórtico más demandado, en la figura se indica la cantidad de acero de refuerzo requerido en la parte superior e inferior de cada viga obtenido del software ETABS.

**Figura 56:** Acero en vigas del pórtico del eje 3 y del piso N + 6.48 más demandados



Fuente: ETABS 2016

Como se presenta en la figura anterior en el segundo piso se observa la mayor cantidad de acero siendo la viga más demanda la que se ubica entre los ejes A y B, los resultados de diseño para esta sección se observa en la siguiente tabla:

**Tabla 54:** Momento de Diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	-18.7489	-	19.1	0	2.6	19.1
Inferior (-2 ejes)	-	9.3745	8.3	9.2	2.6	9.2

**Fuente:** ETABS 2016

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{19.1 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 30.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.02488 = 2.48\%$$

### Comprobación de requerimientos del acero

El acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor a valor obtenido de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 25 * 30.70$$

$$A_{s_{min}} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo se determina la cuantía de refuerzo que no puede exceder el 50% de la cuantía balanceada ( $\rho b$ ).

$$\rho_{max} = 0.05 \rho b$$

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right)$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{240}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho b = 0.02477$$

$$\rho_{max} = 0.0124 = 1.24\%$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0.0124 * 25 * 30.70$$

$$A_{s_{max}} = 9.52 \text{ cm}^2$$



El acero requerido por el diseño es de 19.1 cm<sup>2</sup> siendo superior al valor del acero máximo permitido de 9.52 cm<sup>2</sup>, a demás las cuantías mostradas en la figura 56 se encuentran en el rango de 1.50% y 2.18% superando a la cuantía máxima permitida de 1.24%. Todas las vigas presentan un diseño sub-dimensionado, los elementos no soportan las solicitaciones de la estructura.

Con el momento de diseño de 18.75 ton-m se calcula la sección óptima para resistir el momento actuante en la viga, las dimensiones y armado de la sección se presenta en la siguiente tabla, el cual produce un momento resiste de 19.45 ton-m y con una demanda – capacidad de 0.96, siendo la adecuada para la estructura. Se determina que se debe aumentar un 80% al diseño actual de la viga.

**Tabla 55:** Sección optima de viga

Tipo	Dimensión	Armadura	Sección Transversal
Viga	Base: 35 cm Peralte: 45cm	<b>Acero Superior:</b> 7Ø 16 mm Cuantía: 0.99% <b>Acero Inferior:</b> 4Ø 16 mm Cuantía: 0.56% <b>Estribos</b> 1E Ø 10 @ 10 y 15	

Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 57:** Cuantía de acero en las vigas



Fuente: ETABS 2016

### Chequeo a corte de vigas

Se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 56:** Resumen de diseño a corte

<b>Cortante / Torsión para <math>V_{u2}</math> y <math>T_u</math></b>				
Refuerzo $A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Diseño $T_u$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Diseño $P_u$ (ton)
0.101	11.62	0.0153	-18.7489	0
<b>Fuerzas de diseño</b>				
Factorizado $V_{u2}$ (ton)	Factorizado $M_{u3}$ (ton)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Capacidad $V_p$ (ton)	Gravedad $V_g$ (ton)
11.62	-18.7489	11.62	6.4371	7.9749

**Fuente:** ETABS 2016

De los datos obtenidos se revisa que cumpla con el acero mínimo, con la siguiente expresión según la norma ACI 2014.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} \geq 0.35 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{25cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0576 \geq 0.0208$$

$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$

$$0.101 > 0.0573 \text{ **Cumple**}$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

### Chequeo de torsión en viga

Se permite despreciar los efectos de la torsión cuando se tiene el siguiente caso:

$$T_u < \phi T_{th}$$

Donde:

- $\phi$  Factor de reducción con un valor de 0.75
- $T_u$  Resistencia a la torsión en condiciones ultimas.
- $T_{th}$  El umbral de torsión.
- $T_{cr}$  Torsión de fisuración.
- $A_o$  Área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional.
- $P_h$  Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

**Tabla 57:** Resultados de torsión

<b>Fuerza de torsión y refuerzo de torsión</b>				
$T_u$ (ton-m)	$\phi T_{th}$ (ton-m)	$\phi T_{cr}$ (ton-m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro, $P_h$ (m)
0.0154	0.1966	0.7863	0.0358	0.8444

Fuente: ETABS 2016

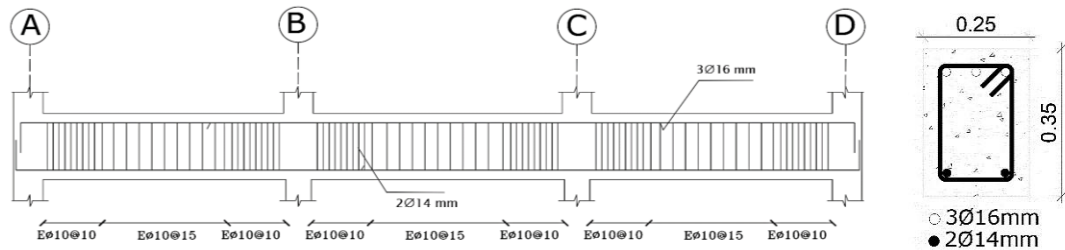
$$T_u < \phi T_{th}$$

$$0.0154 \text{ ton.m} < 0.1966 \text{ ton.m}$$

No se requiere armadura ya que los efectos de torsión se desprecian.

**Detalle del armado de la viga**

**Figura 58:** Detalle de Viga tipo



Fuente: Freddy Pimbo

**Chequeo a Flexo – Compresión de columnas**

Para realizar el análisis y chequeo de las columnas se eligió el pórtico más demandado de la estructura que corresponde al eje 3, los elementos que se encuentran en rojo presentan problemas que deben ser análisis.

Los valores de la tabla corresponden a la columna más demandada ubicada en el Eje C3.

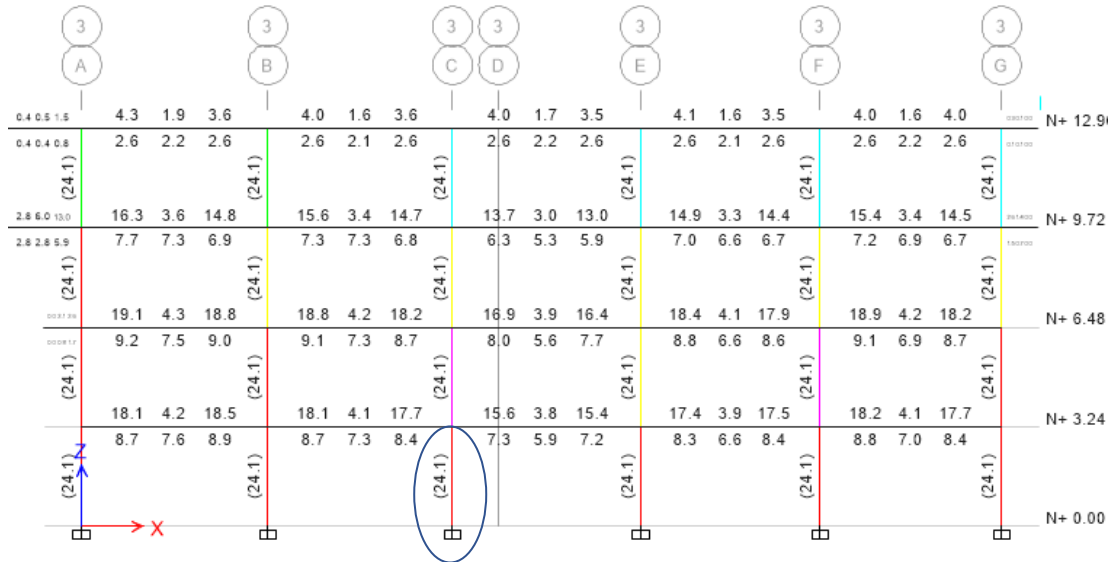
**Tabla 58:** Resumen de diseño de columna

<b>Detalles del elemento Columna</b>						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+3.24	C11	C 45x40	3.24	0.4	0.45	0.048
<b>Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para <math>P_u</math>, <math>M_{u2}</math>, <math>M_{u3}</math></b>						
Diseño $P_u$ (ton)	Diseño $M_{u2}$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Mínimo M2 (ton-m)	Mínimo M3 (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
86.2031	-19.7867	2.4775	2.3482	2.4775	1.34	1.017

Fuente: Freddy Pimbo

El programa reporta los siguientes valores de acero de refuerzo longitudinal en centímetros cuadrados, el valor proporcionado corresponde al pórtico más demanda de la edificación.

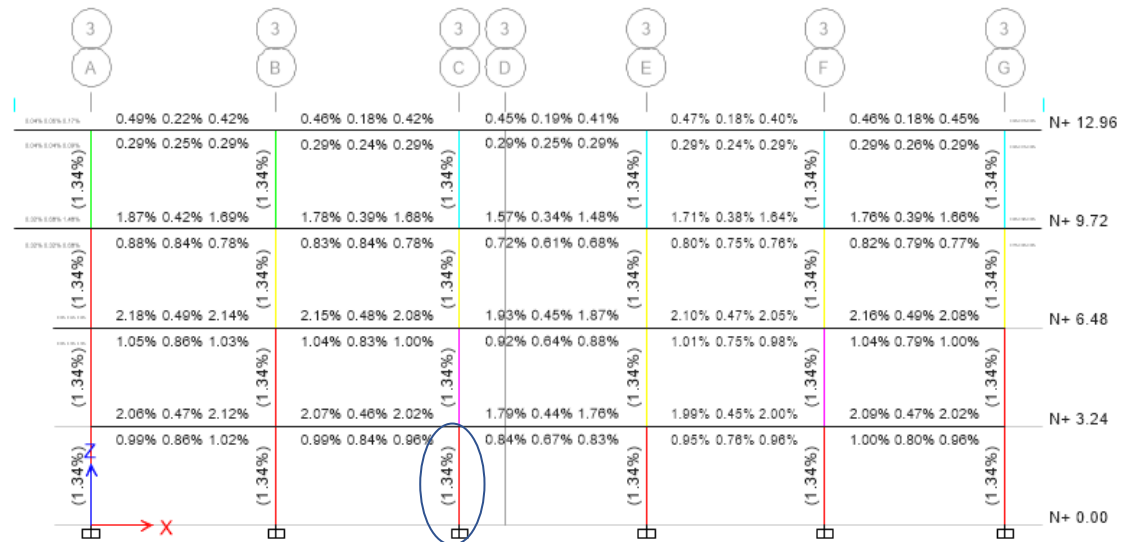
**Figura 59:** Diseño a Flexo-Compresión, acero de Refuerzo en cm<sup>2</sup>



Fuente: ETABS 2016

En la siguiente figura se presenta las cuantías del refuerzo en columnas:

**Figura 60:** Cuantía existente para el diseño a flexo - compresión



Fuente: ETABS 2016

La cuantía de refuerzo debe cumplir el siguiente requisito, como indica la norma: NEC-SE-HM, 4.3.3.

$$0.01 \leq \frac{A_s}{b * h} \leq 0.03$$

$$\frac{A_s}{b * h} = 0.0134 \text{ (cumple)}$$

La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre el 1% y el 3% del área total de la sección transversal, el límite inferior contrala las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración, el límite superior evita un comportamiento frágil de las secciones y evitar la congestión de acero.

### Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

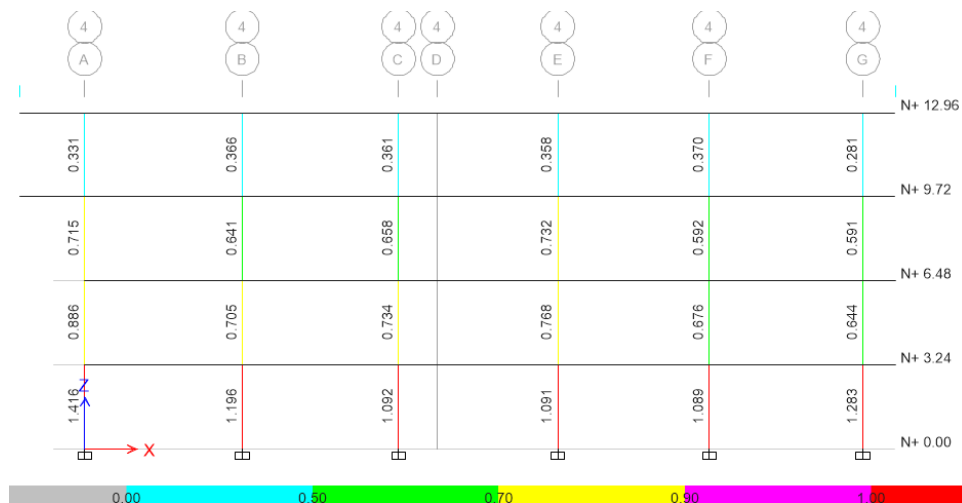
Las columnas que se encuentran de color rojo no cumplen la demanda de carga de la estructura es decir la relación de capacidad supera el límite. De las siguientes figuras se analiza el índice de capacidad:

**Figura 61: Demanda / Capacidad Eje 3**



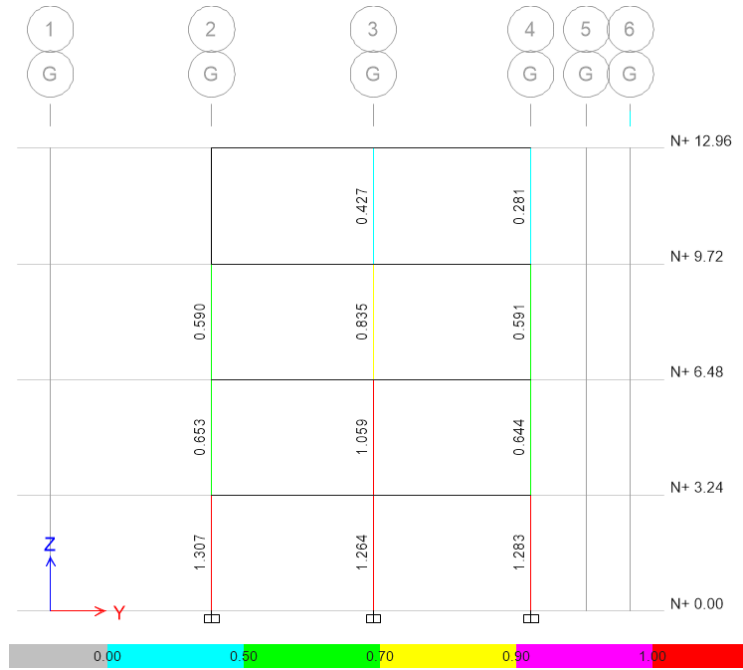
Fuente: ETABS 2016

**Figura 62: Demanda / Capacidad Eje 4**



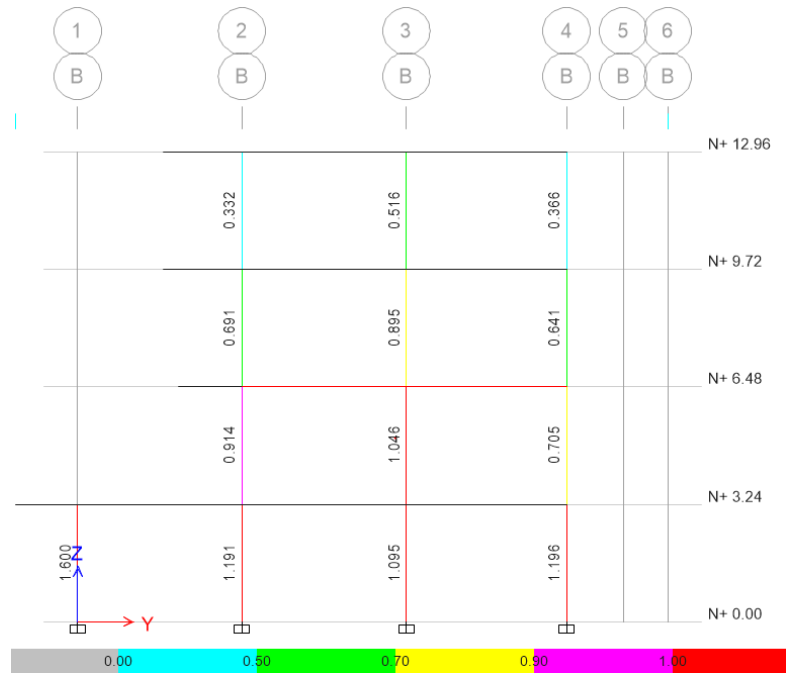
Fuente: ETABS 2016

**Figura 63: Demanda / Capacidad Eje G**



**Fuente: ETABS 2016**

**Figura 64: Demanda / Capacidad Eje B**



**Fuente: ETABS 2016**

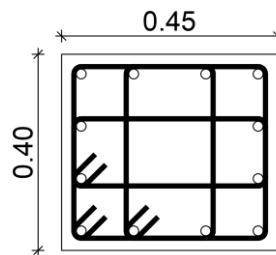
Al verificar la demanda/capacidad de todas las columnas, se observa que las secciones del primer piso fallan debido a que la relación de capacidad supera el límite, presentando valores mayores a 1, por ejemplo, la columna del eje G3 supera con un

valor de 1.264 requiriendo un 26% más de capacidad para cumplir con la demanda, las secciones transversales de las columnas son insuficientes para la sollicitación de demanda de la edificación, por lo que es necesario un reforzamiento de estas.

### Diagrama de Interacción

Se elabora los diagramas de interacciones que representa la combinación de momentos y carga axial actuante, que producen el fallo de la columna, permite comprobar si las cargas aplicadas serán soportadas de una manera adecuada.

**Figura 65:** Sección de columna



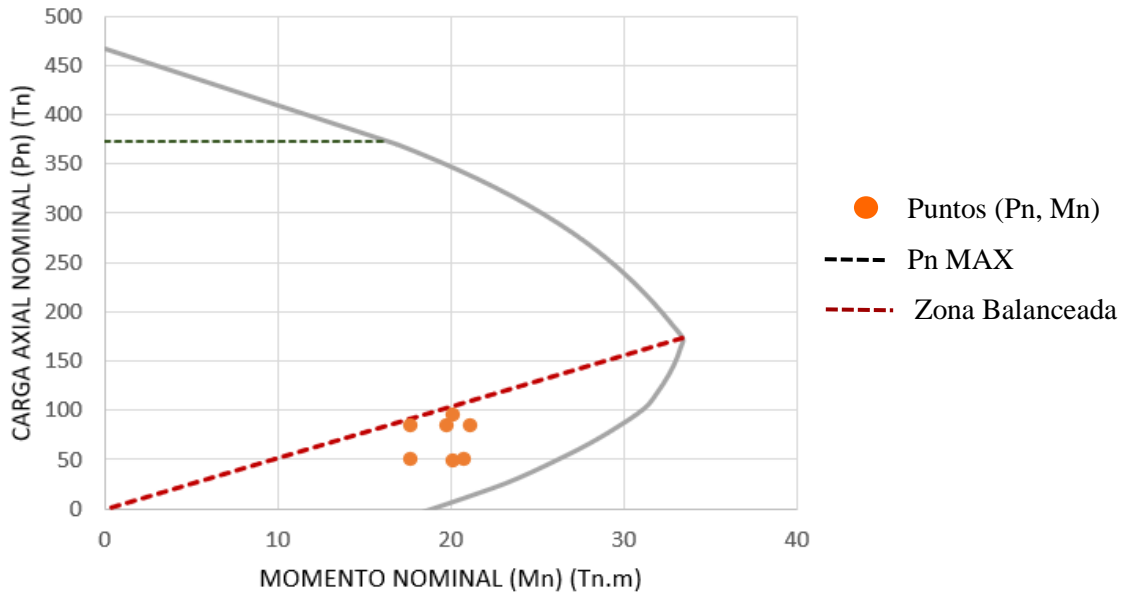
**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 59:** Carga y Momentos Resistentes dirección Eje X

Punto	P (Ton)	M3 (Ton-m)
1	370.9052	0
2	370.9052	12.8599
3	340.6538	20.0464
4	288.0193	25.5955
5	231.393	29.6711
6	165.6078	32.7897
7	121.7533	31.607
8	75.6028	28.5275
9	21.3457	22.2127
10	-34.8487	12.6887
11	-101.3544	0

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 66:** Diagrama de Interacción Dirección eje X



**Fuente:** Freddy Pimbo

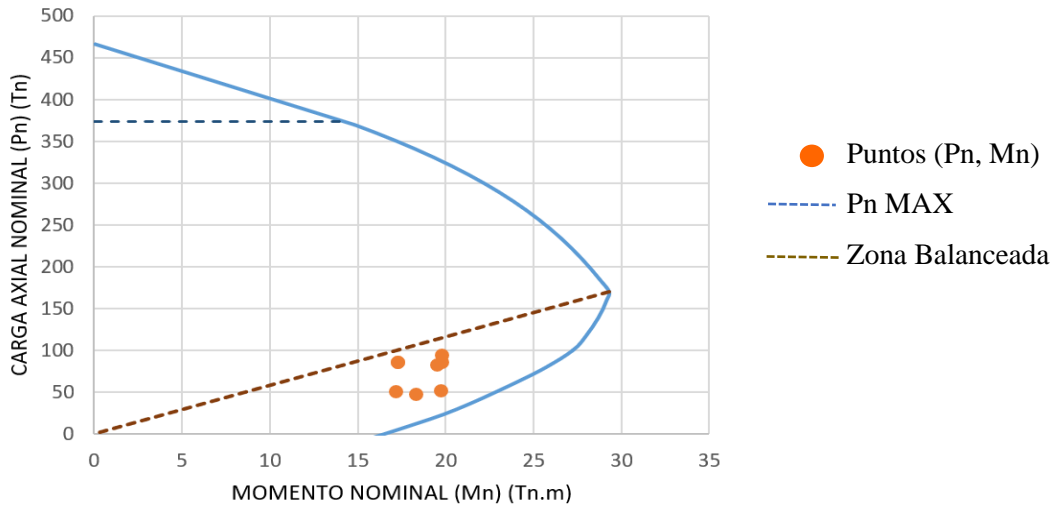
**Tabla 60:** Carga y Momentos Resistentes dirección Eje Y

<b>Punto</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>M3 (Ton-m)</b>
1	370.9052	0
2	370.9052	11.5176
3	340.1259	17.6573
4	286.8497	22.5426
5	229.4162	26.0723
6	162.4367	28.7102
7	118.8997	27.5891
8	70.9946	24.4555
9	16.8399	18.7812
10	-42.3798	9.9497
11	-101.3544	0

**Fuente:** Freddy Pimbo



**Figura 67:** Diagrama de Interacción Dirección eje Y

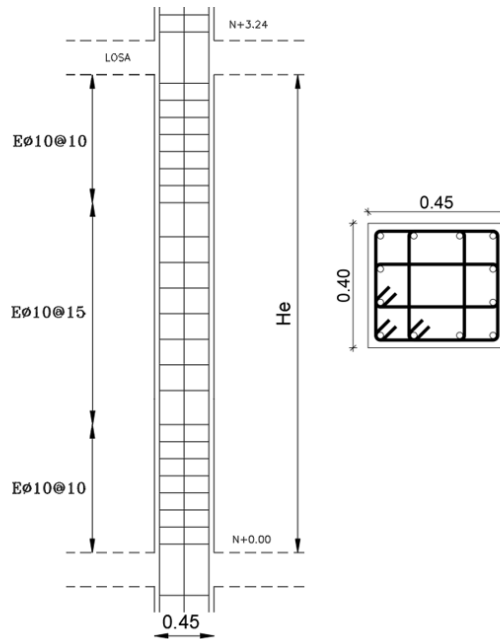


**Fuente:** Freddy Pimbo

Como se observa en los diagramas de interacciones de la columna los valores de carga axial y momento obtenidos de las combinaciones de carga se encuentra dentro de la curva soportando dichas sollicitaciones, también se encuentran por debajo de la zona balanceada presentando un comportamiento a tensión con un mecanismo de falla dúctil donde se produce progresivamente la cedencia y agotamiento de los materiales del concreto armado.

**Detalle del armado de Columna**

**Figura 68:** Detalle de Columna tipo



**Fuente:** Freddy Pimbo

### 3.1.2.7. Chequeo de elementos estructurales baja carga gravitacional

Se analiza la estructura bajo carga gravitacional para determinar el comportamiento de las vigas y columnas. Se utiliza las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L

Donde:

D: Carga Muerta

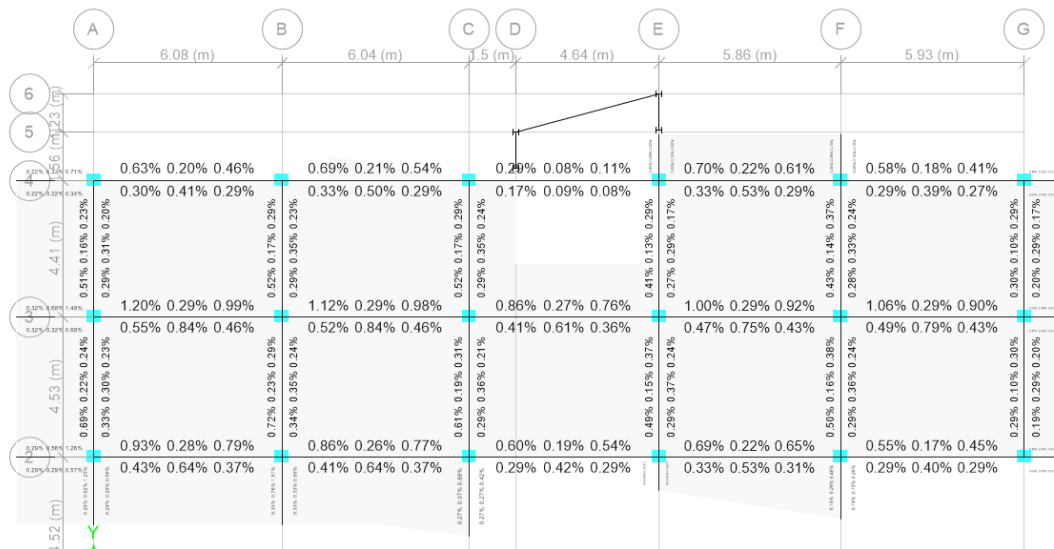
L: Carga Viva

**Figura 69:** Cuantía del acero de refuerzo del pórtico del eje 3



Fuente: ETABS 2016

**Figura 70:** Cuantía del acero de refuerzo del piso N + 9.72 bajo carga gravitacional.



Fuente: ETABS 2016

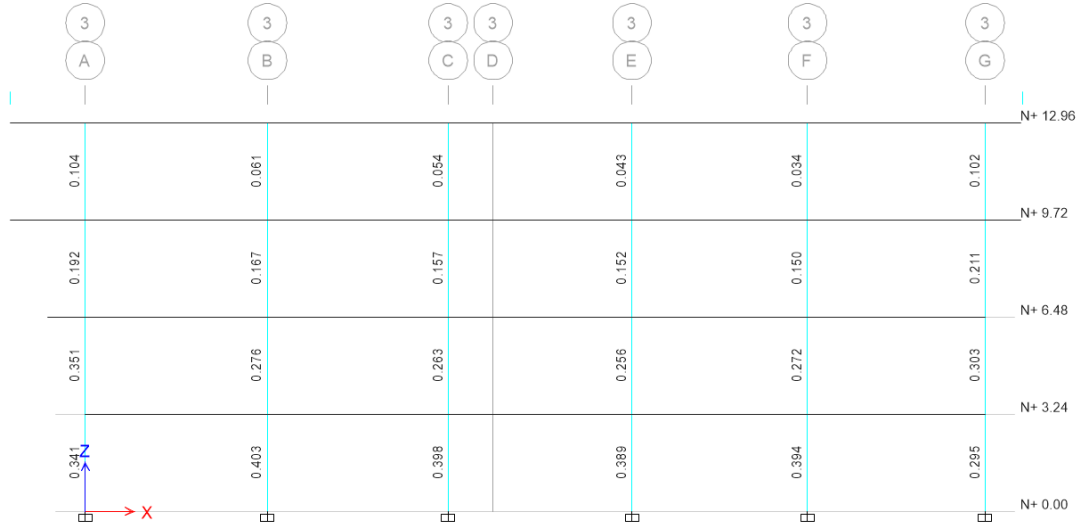
De las figuras anteriores se puede observar que ningún elemento presenta problemas y cumplen con el diseño bajo la combinación de carga gravitacional, las cuantías en vigas son menores a la cuantía máxima permitida de 1.24% y en las columnas se encuentran en el rango del 1% a 3%. Por lo que la edificación no se encuentra afectada bajo estas solicitaciones.

### Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

Al verificar la demanda/capacidad de todas las columnas bajo la combinación de carga gravitacional, se observa que las secciones de toda estructura presentan valores menores a 1, por ejemplo, la columna del eje B3 del primer piso presenta un valor de 0.403 cumpliendo con la capacidad necesaria para la demanda existente por las solicitaciones de carga, por lo que la estructura en su estado actual no presenta problemas, en cambio como se analizó en la sección anterior bajo carga sísmica presentan fallos en su diseño.

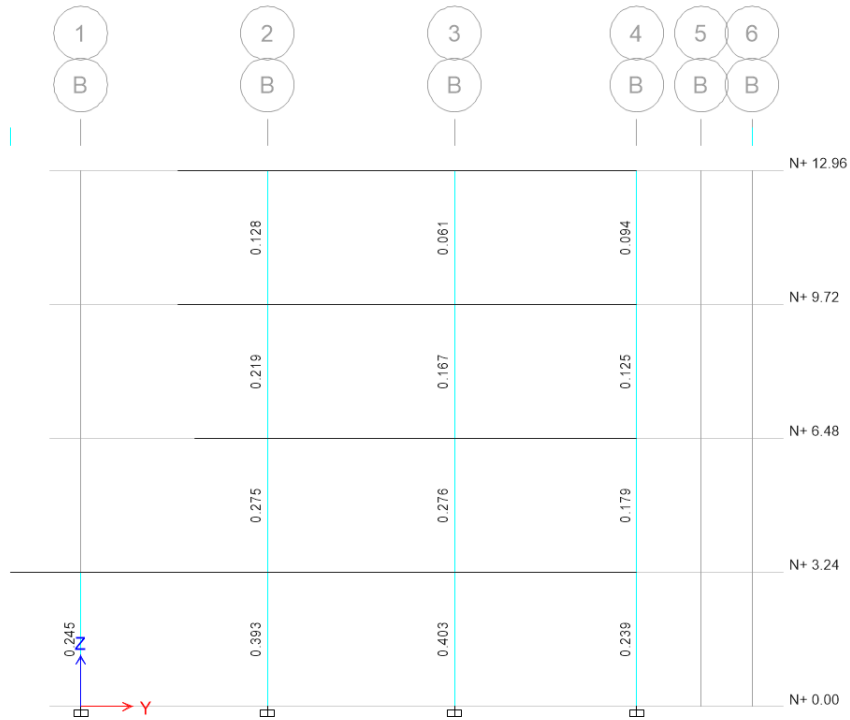
En las siguientes figuras se presenta el índice de capacidad del pórtico más demandado bajo dichas solicitaciones:

**Figura 71:** Demanda / Capacidad de pórtico del Eje 3 bajo carga gravitacional



Fuente: ETABS 2016

**Figura 72:** Demanda / Capacidad de pórtico del Eje B bajo carga gravitacional



**Fuente:** ETABS 2016

### 3.1.3. Análisis Estático no lineal

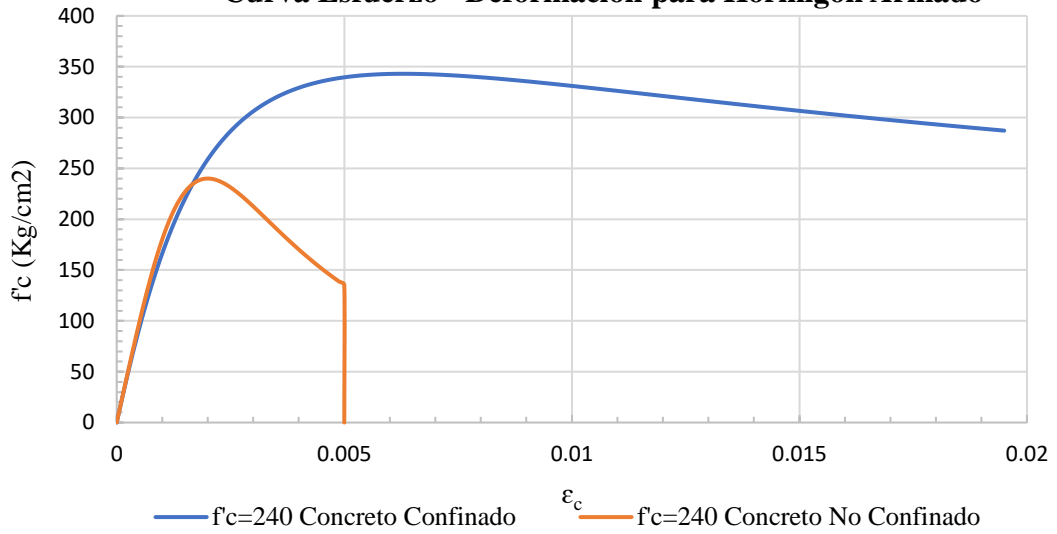
Una vez realizado el análisis modal lineal se procede a realizar el análisis estático no lineal con el fin de obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar el punto de desempeño para distintos niveles de amenaza sísmica establecidas en la Normativa Ecuatoriana.

Se determinará el punto de desempeño bajo la metodología de la lineación equivalente descrita en la Norma FEMA 440.

#### 3.1.3.1. Modelos de comportamiento para los materiales

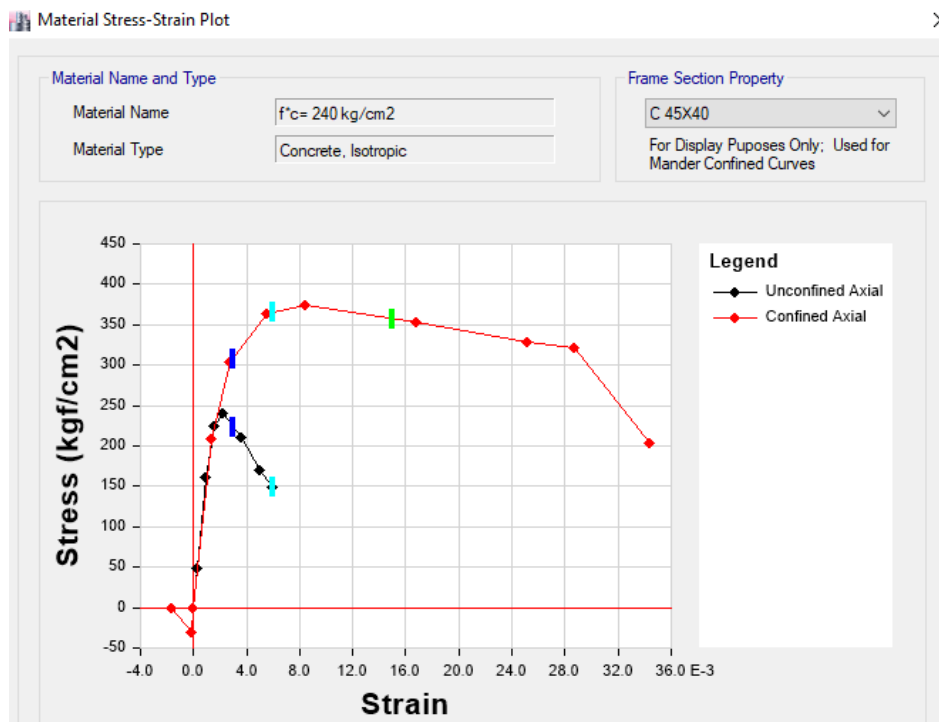
Para el comportamiento del hormigón se utiliza el modelo de Mander para el concreto confinado que depende del confinamiento del acero transversal de los elementos estructurales de vigas y columnas, en la siguiente figura se presenta el diagrama esfuerzo – deformación para una resistencia a la compresión de  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

**Figura 73: Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado**  
**Curva Esfuerzo - Deformación para Hormigón Armado**



**Fuente:** Freddy Pimbo

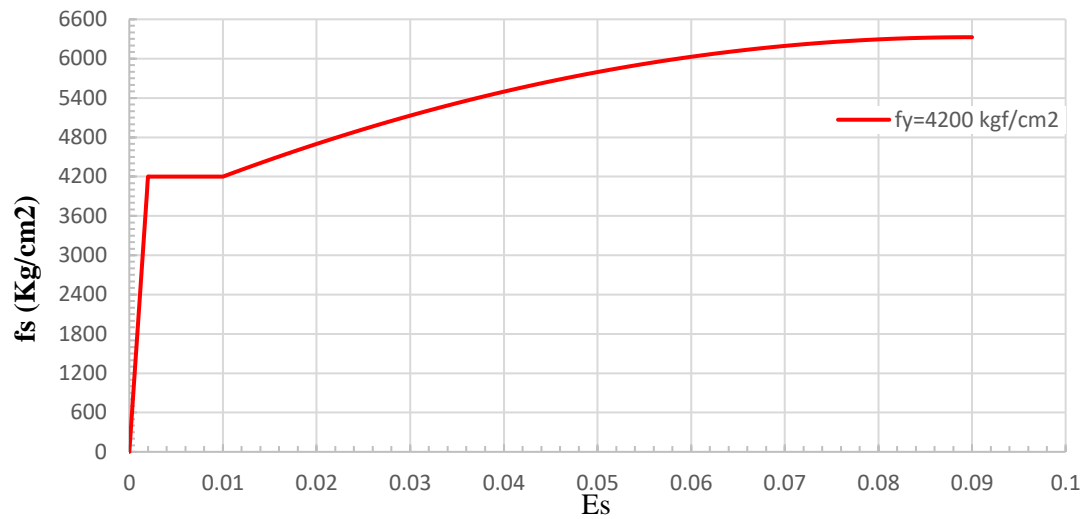
**Figura 74: Modelo esfuerzo – deformación del concreto. Modelo de Mander**



**Fuente:** ETABS 2016

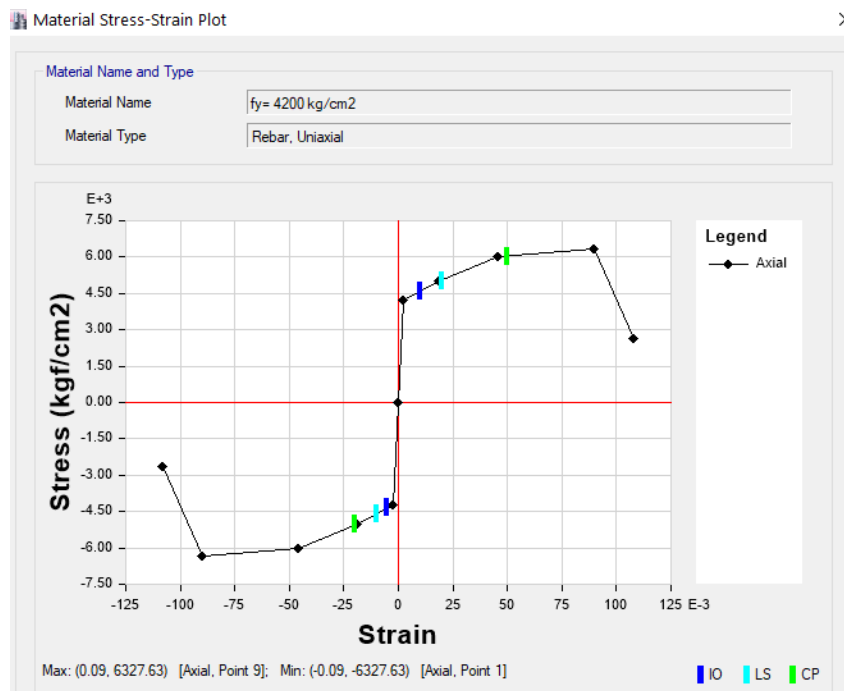
Para el comportamiento no lineal del acero se utiliza el modelo de Park (1975), en la siguiente figura se representa el diagrama esfuerzo- deformación para el acero de resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>:

**Figura 75:** Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park)



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 76:** Modelo esfuerzo – deformación del acero de refuerzo (Park)



**Fuente:** ETABS 2016

### 3.1.3.2. Asignación de Rotulas Plásticas

Para definir la rotulas se debe primeramente definir las secciones de las vigas y columnas con su respectivo acero de refuerzo.

- **Cálculo de longitud de rotulas plásticas**

Para el cálculo de la longitud de rotula plástica se utilizará la siguiente expresión tanto para vigas y columnas, según la propuesto por Paulay y Priestley en 1992:

$$L_p = 0.08 * L + 0.002 * d_b * f_{yd}$$

**Donde:**

L Es la luz libre del elemento (m).

$d_b$  Es el diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión (m).

$f_{yd}$  Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa).

En la siguiente tabla se presenta el valor calculado en porcentaje que se inserta en el software ETABS 2016.

**Tabla 61:** Longitud de rotula plástica en vigas

<b>Vigas sentido X</b>				
Ubicación	Distancia entre ejes (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
Eje A - B	6.08	0.326	0.054	0.946
Eje B - C	6.04	0.326	0.054	0.946
Eje C - E	6.14	0.326	0.053	0.947
Eje E - F	5.86	0.326	0.056	0.944
Eje F - G	5.93	0.326	0.055	0.945
<b>Vigas sentido Y</b>				
Eje 2 - 3	4.53	0.326	0.072	0.928
Eje 3 - 4	4.41	0.326	0.074	0.926

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 62:** Longitud de rotula plástica en columnas

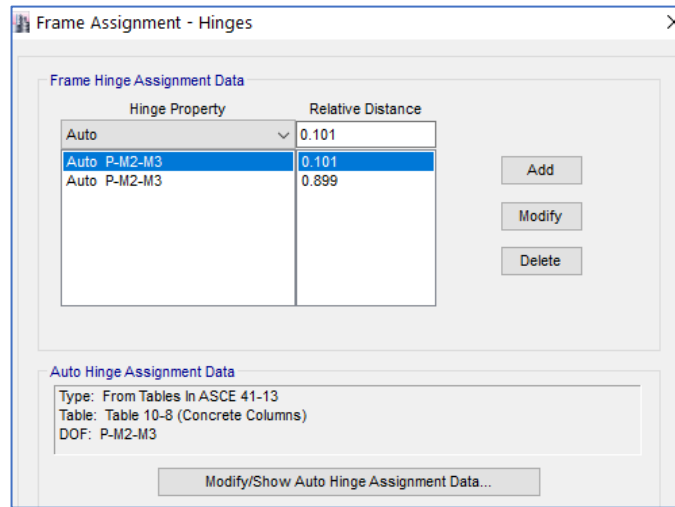
<b>Columnas</b>			
Altura de entepiso (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
3.24	0.326	0.101	0.899

**Fuente:** Freddy Pimbo

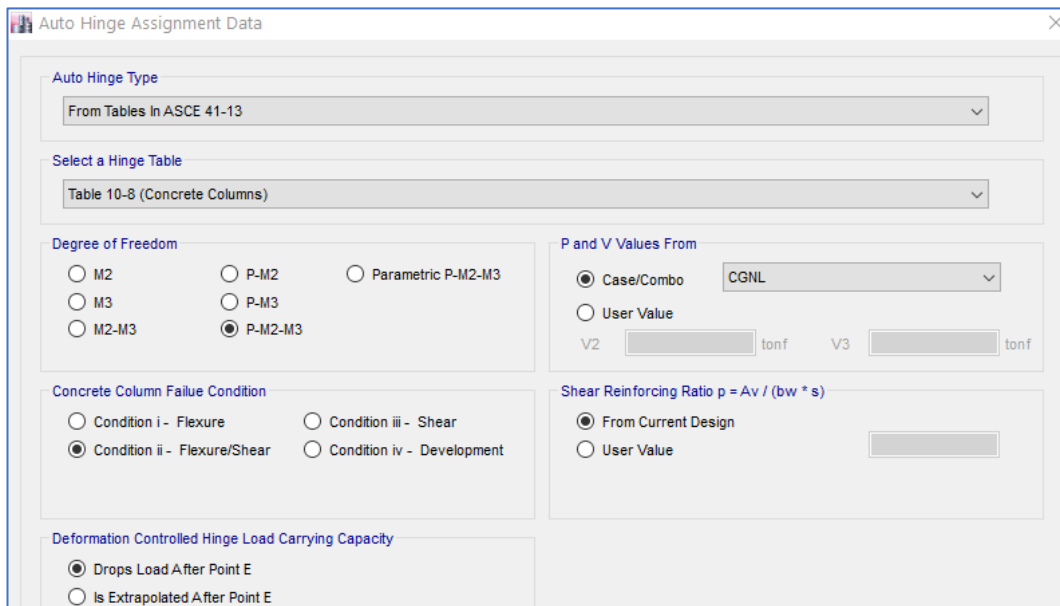
Para definir las rotulas plásticas en las columnas se considera que es un elemento que resiste carga de flexo-compresión, las condiciones se establece del ASCE 41-13 de la tabla 10-8 para calcular la rótula de las columnas, se establece la Condición ii que se refiere a la falla por flexión-cortante, donde se espera una flexión cedente antes de la falla por cortante. El cortante se calcula a partir de la carga gravitacional no lineal y se utiliza las longitudes calculadas en la tabla 62 para cada rotula.

**Figura 77:** Asignación de rotulas plásticas en columnas

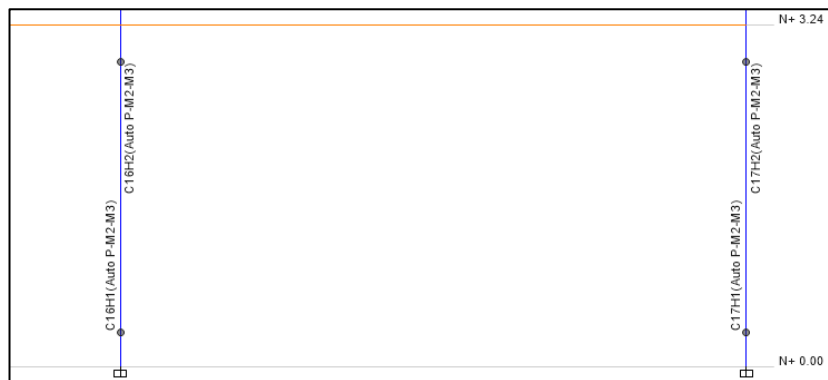
(a) Longitudes relativas



(b) Propiedades de la rotula



(c) Representación de la rótula plástica



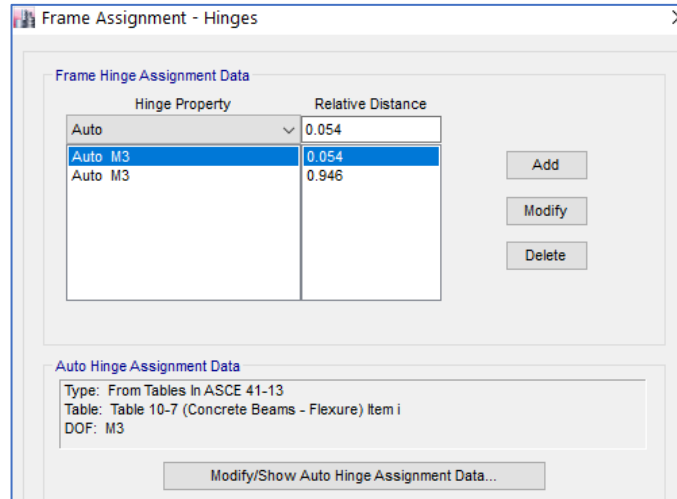
Fuente: ETABS 2016



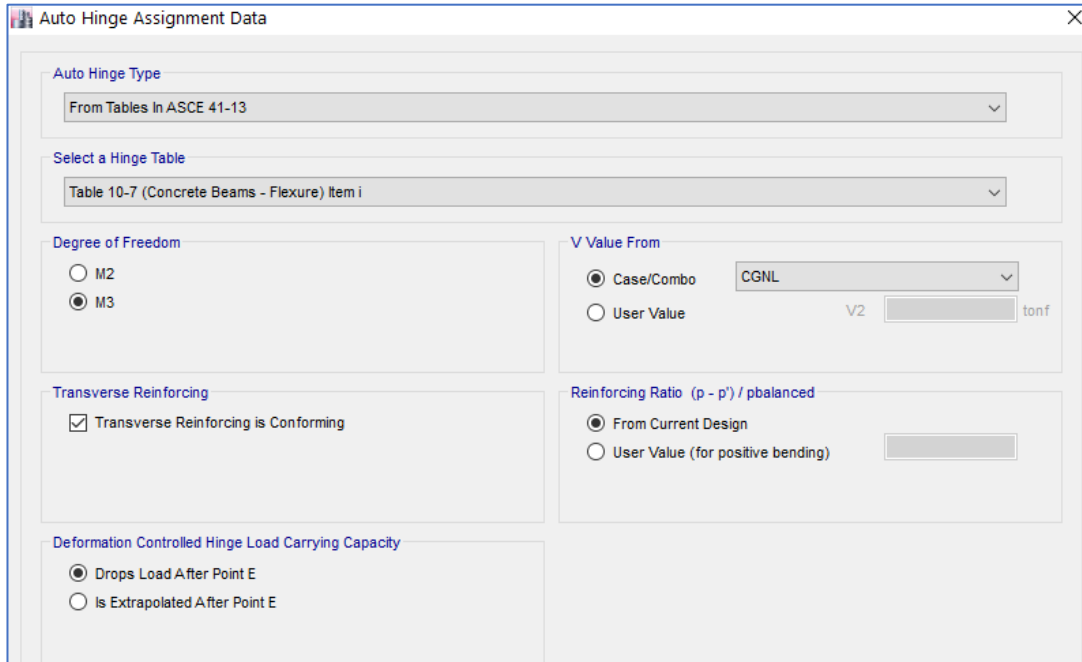
Para definir las rotulas plásticas en las vigas se considera que es un elemento que trabaja a flexión, las condiciones se establecen del ASCE 41-13 de la tabla 10-7 para calcular la rótula de vigas. El cortante lo calcula a partir de la carga gravitacional no lineal y se utiliza las longitudes calculadas en la tabla 61 para cada rotula.

**Figura 78:** Asignación de rotulas plásticas en vigas

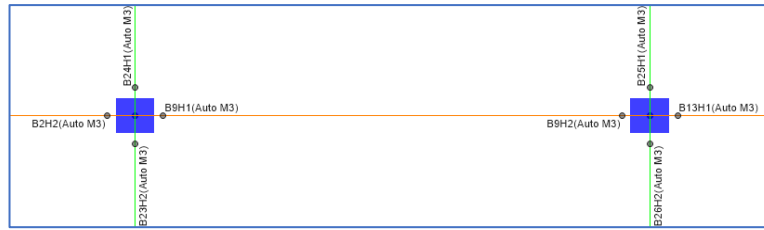
(a) Longitudes relativas



(b) Propiedades de la rotula



(c) Representación de la rótula plástica

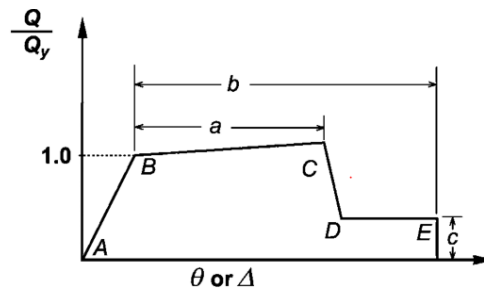


Fuente: ETABS 2016

### Diagrama momento – rotación

Se calcula los diagramas momento rotación para los elementos estructurales como se especificada en la norma ASCE 41-13, con la finalidad de representar el comportamiento de las rotulas plásticas en el software ETABS 2016.

Figura 79: Representación del diagrama momento-rotación



Fuente: ASCE 41 -13

Figura 80: Definición del momento – rotación V 25X35

Hinge Property Data for B1H5 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.02343
D	0.2	0.02343
E	0.2	0.04372

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero  
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment    Moment SF    Positive: 3.8073    Negative: 6.989    tonf-m  
 Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive: 1    Negative: 1  
 (Steel Objects Only)

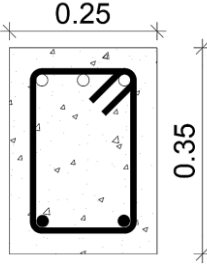
Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.00843	-0.01
Life Safety	0.02343	-0.025
Collapse Prevention	0.04372	-0.05

Fuente: ETABS 2016

En la siguiente tabla se muestra los valores obtenidos de la norma ASCE 41-13 de la tabla 10-7 de los parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de vigas de hormigón armado.

**Tabla 63:** Parámetros de modelación para la viga V 25X35

Sección transversal del elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	-E	-1.43	-0.0478	-0.2	-0.0437
	-D	-1.43	-0.0275	-0.2	-0.0234
	-C	-8.11	-0.0275	-1.1	-0.0234
	-B	-7.15	-0.0041	-1	0
	A	0.00	0.0000	0	0
	B	7.15	0.0041	1	0
	C	8.11	0.0275	1.1	0.0234
	D	1.43	0.0275	0.2	0.0234
	E	1.43	0.0478	0.2	0.0437

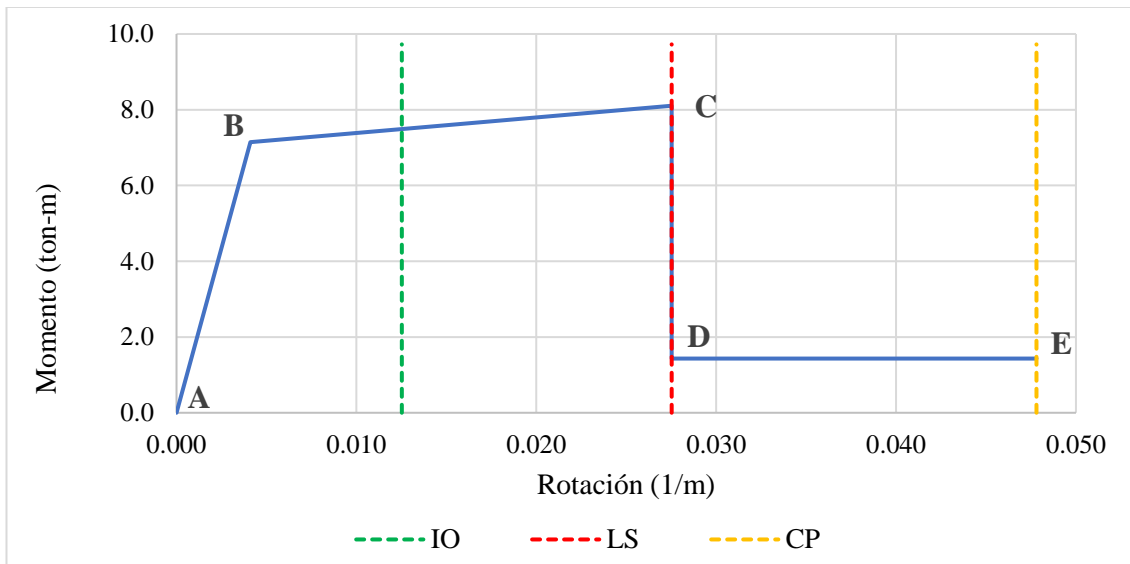
Fuente: Freddy Pimbo

**Tabla 64:** Criterios de aceptación

IO	LS	CP
0.0125	0.0275	0.0478

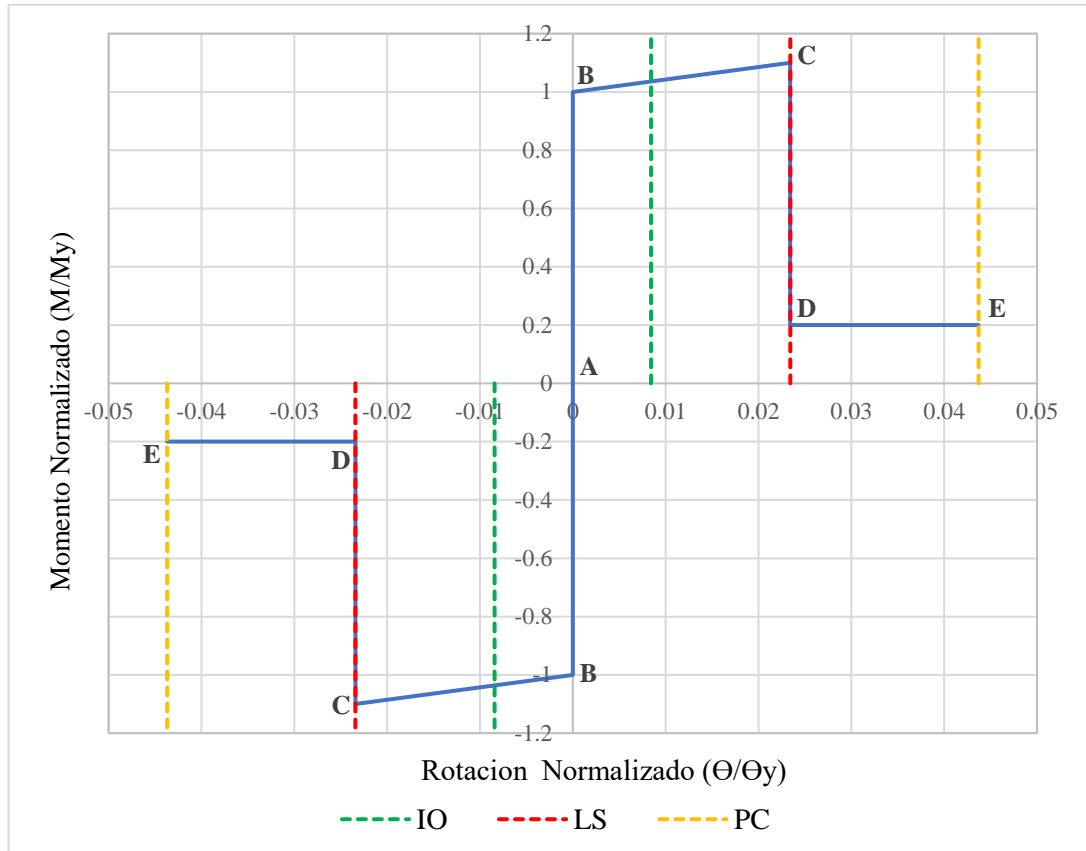
Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 81:** Diagrama momento-rotación de la viga



Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 82:** Diagrama de puntos notables A, B, C, D y E normalizado



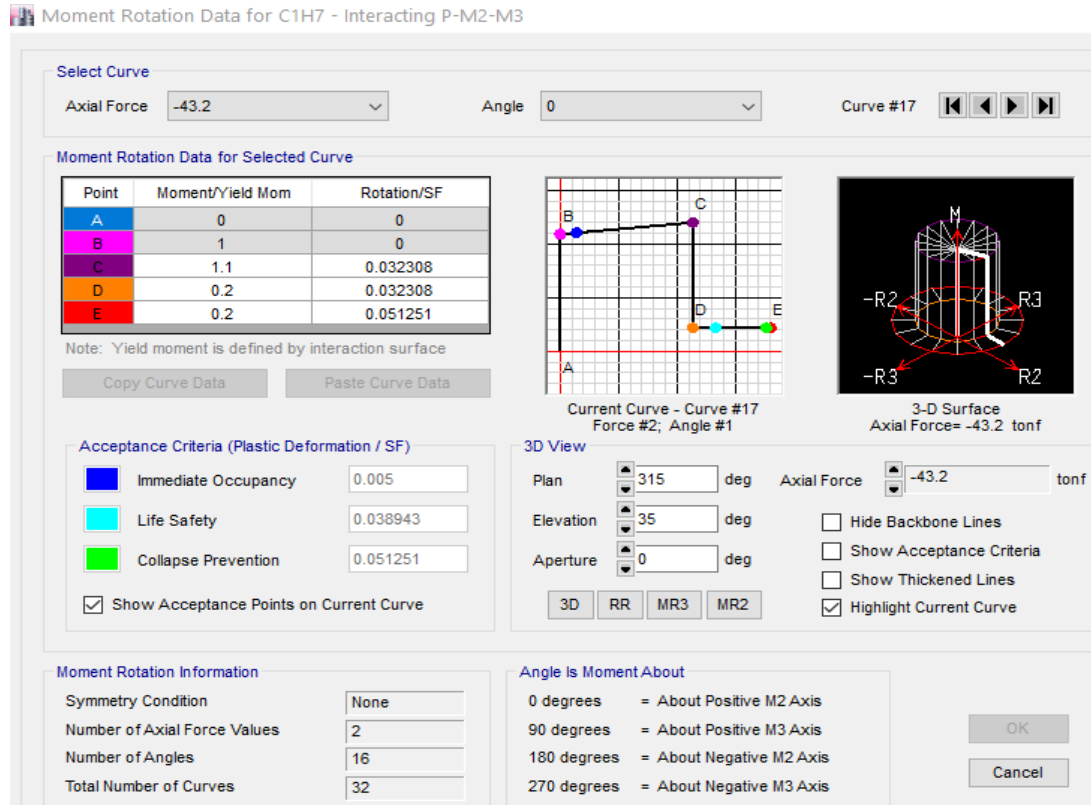
**Fuente:** Freddy Pimbo

De los datos de la tabla 63 y de la figura 81 se interpreta de la siguiente manera:

- En punto B representa la fluencia que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 7.15 ton-m y rotación de 0.0041 rad.
- Se incrementa los valores de momento flector hasta el punto C que representa la capacidad máxima de la sección con un valor de momento de 8.11 ton-m y rotación de 0.0275 rad.
- Después del punto anterior la sección pierde su capacidad de resistencia, el valor de momento representa el 20% del momento de fluencia del punto B, obteniendo un momento de 1.43 ton-m y 0.0275 rad, lo que provoca el colapso del elemento en el punto E.

La siguiente figura muestra los parámetros de modelación del diagrama Momento-Rotación para la rótula plástica por flexo compresión y deformación controlada de la columna C - 45x40.

**Figura 83:** Definición del momento – rotación C 45X40



Fuente: ETABS 2016

En la siguiente tabla muestra los valores obtenidos de la norma ASCE 41-13 de la tabla 10-8 de los parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de columnas de hormigón armado.

**Tabla 65:** Parámetros de modelación para la columna C 45X40

Sección transversal del elemento	Punto	Momento (Ton-m)	Curvatura (1/m)	M/My	Rotación
	A	0.00	0.0000	0	0
	B	25.14	0.0029	1	0
	C	30.03	0.0352	1.1	0.0323
	D	5.03	0.0352	0.2	0.0323
	E	5.03	0.0542	0.2	0.0513

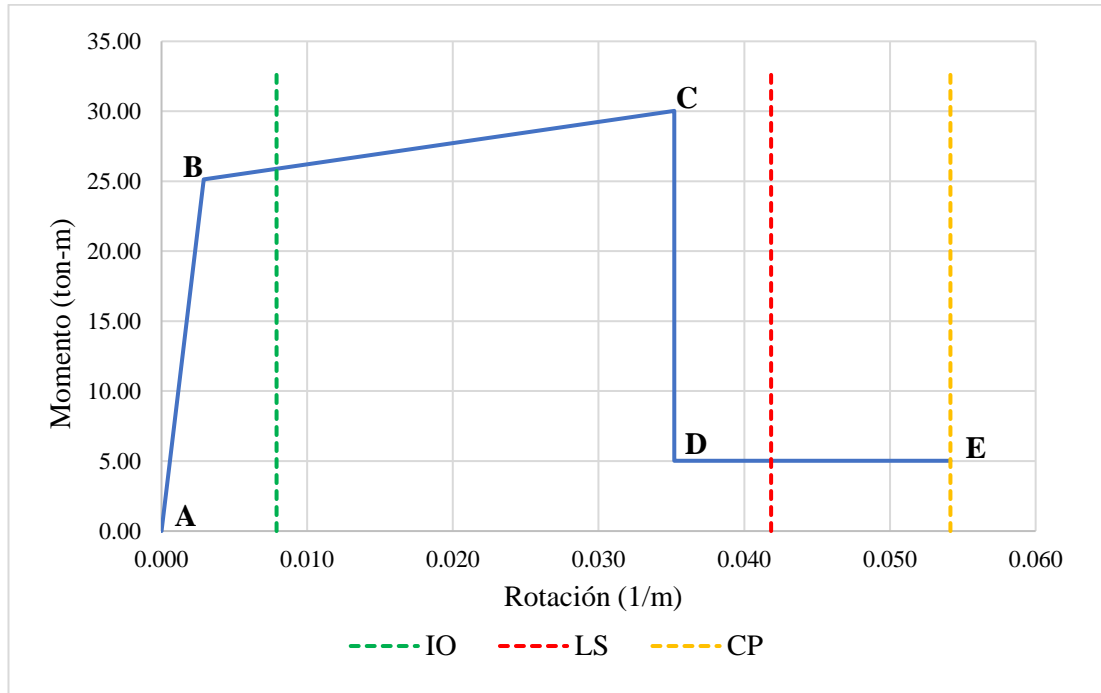
Fuente: Freddy Pimbo

**Tabla 66:** Criterios de aceptación para la Columna

IO	LS	CP
0.0079	0.0418	0.0542

Fuente: Freddy Pimbo

**Figura 84:** Diagrama momento - rotación de la columna



**Fuente:** Freddy Pimbo

De los datos de la tabla 65 y de la figura 84 se interpreta los datos de la siguiente manera:

- Los valores de fluencia se representan en el punto B que indica el cambio del comportamiento elástico a inelástico con un valor de momento de 25.14 ton-m y su rotación de 0.0029 rad.
- La capacidad de resistencia máxima de la sección se presenta en el punto C, el momento va aumentando con un valor de 30.03 ton-m y rotación de 0.0352 rad.
- La sección pierde su capacidad bajando su valor de momento representando un 20% del momento de fluencia del punto B, con un valor 5.03 ton- m y rotación de 0.0352 rad, llegando al colapso de la sección.

### 3.1.3.3. Niveles de Amenaza sísmica

Se define los niveles de amenaza para evaluar el desempeño de la estructura, los cuales se representa como espectros de la NEC 2015, también se analiza con el espectro determinista con el periodo de retorno de 475 años que se cataloga como un sismo raro.

Los sismos se clasifican según los niveles de peligro y el periodo medio de retorno como se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 67:** Niveles de amenaza sísmica

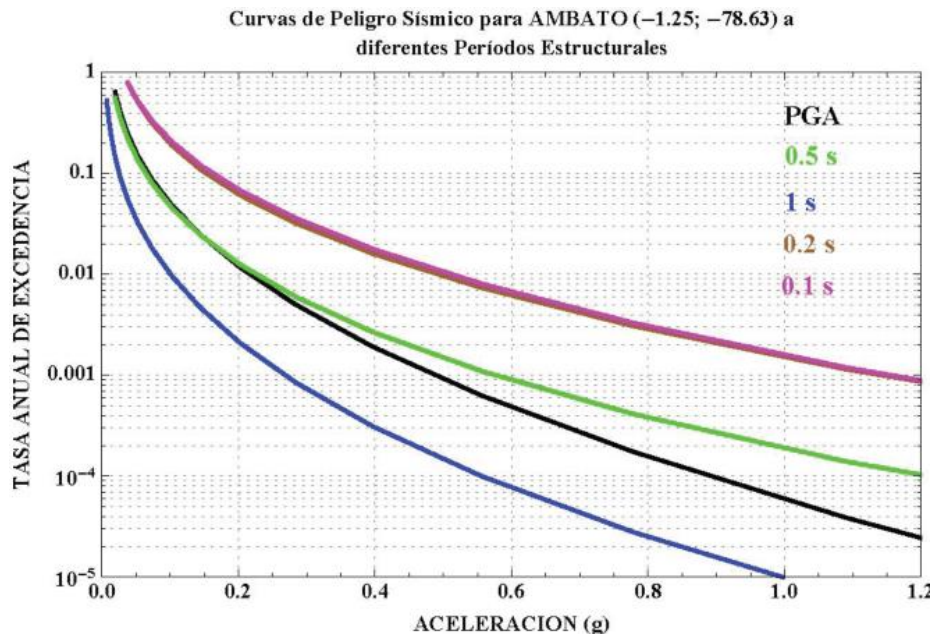
Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.013889	0.20
Ocasional	20%	225	0.004444	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.002105	0.40
Muy Raro	2%	2500	0.000400	0.65

**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Para obtener los espectros para cada nivel de amenaza se lo hace mediante las curvas de peligro sísmico probabilista para la ciudad de Ambato que se especifica en la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de peligro sísmico, la curva relaciona la aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia.

En la siguiente figura se presenta las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato:

**Figura 85:** Curvas de peligro sísmico, Ambato



**Fuente:** NEC-SE-DS 2015

Para obtener los factores de sitio para cada nivel de amenaza se realiza el procedimiento de interpolación de los valores de las tablas de la sección 3.2.2 de la

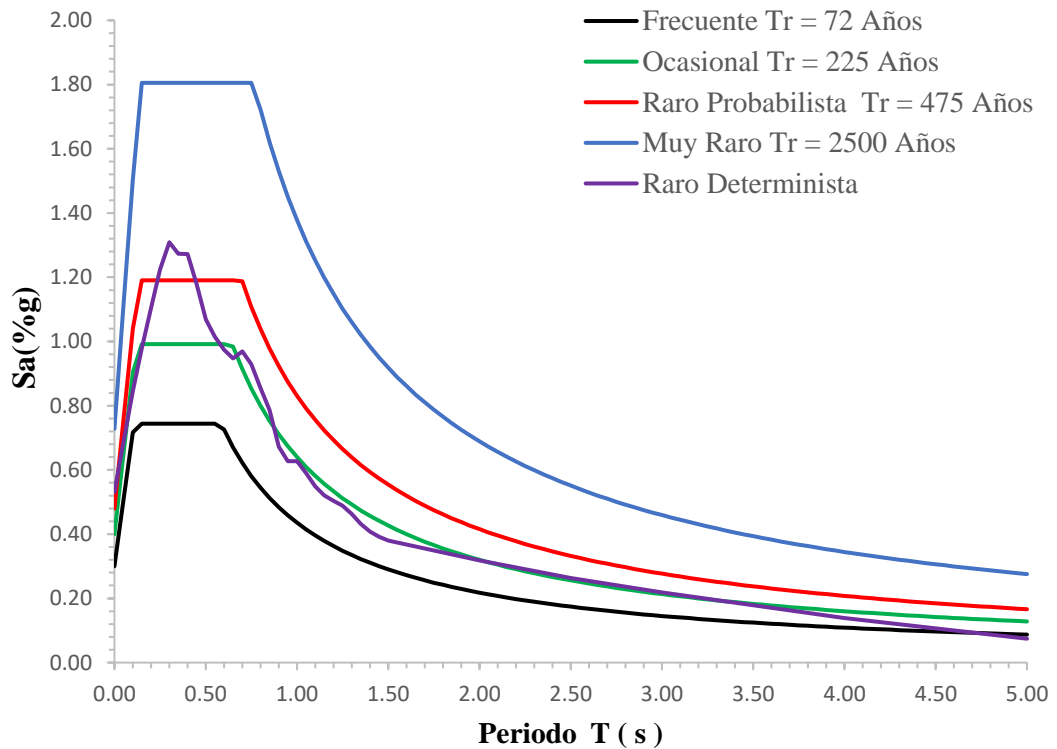
NEC-SE-DS, con el valor de aceleración y dependiendo del tipo de perfil del suelo, los valores obtenidos se presentan en la siguiente tabla para poder calcular el espectro y el grafico de los mismos.

**Tabla 68:** Factores de sismos

Nivel de sismo	Suelo	n	Z	Factores de sitio		
				fa	fd	fs
Frecuente	D	2.48	0.20	1.500	1.535	1.040
Ocasional		2.48	0.31	1.290	1.344	1.126
Raro		2.48	0.40	1.200	1.190	1.280
Muy Raro		2.48	0.65	1.120	1.110	1.400

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 86:** Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica



**Fuente:** Freddy Pimbo

Con los valores de la tabla 68 se ingresa en el software ETABS para definir los espectros para cada nivel de amenaza sísmica y se ingresa el archivo tipo text. con los valores para definir el espectro determinista.



### 3.1.3.4. Carga gravitacional no lineal

Se considera el efecto inicial de las cargas gravitacionales la cual deforma a la estructura antes de aplicar las cargas laterales producida por el sismo. Se establece un patrón de carga con sus diferentes factores como se observa en la siguiente figura, la FEMA 356 en su sección 3.2.8 considera a la carga gravitacional como tipo no lineal con una combinación del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

**Figura 87:** Carga gravitacional no lineal

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Live	0.25

**Fuente:** ETABS 2016

### Carga lateral no lineal

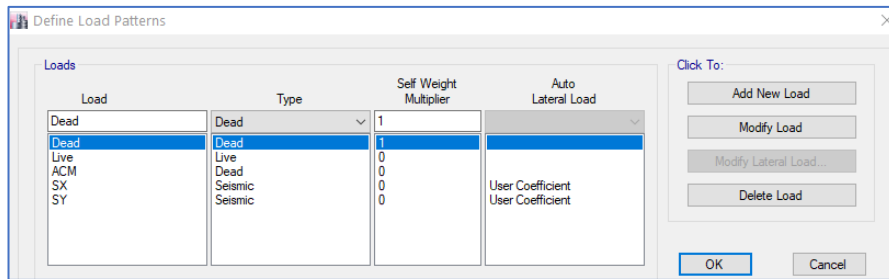
Este estado de carga inicia cuando finaliza la deformación por la carga gravitacional no lineal. Se añade dos casos de cargas para considerar las acciones del sismo en los dos sentidos de análisis sobre la estructura, se toma en cuenta un patrón de carga lateral en forma de triángulo invertido que se aplica hasta el colapso.

El patrón de carga con la que se empuja la estructura hasta el colapso está en función de la fuerza cortante de cada piso para lo cual se ingresa dos patrones de carga ( $S_x$  y  $S_y$ ) de típico sísmico lineal que considera el cortante basal estático calculado por el ETABS 2016, especificando los valores de  $S_a$  y  $k$  determinados en el análisis lineal estos tienen como valores 0.2149 y 1.00 respectivamente.

En la figura 88 se presenta los patrones donde se define la carga muerta, carga viva, adicional de carga muerta y la carga sísmica para el sentido X y el sentido Y donde se define el valor de K como 1 para tener una distribución de fuerzas laterales triangular creciente.

**Figura 88:** Patrones de carga

(a) Tipos de patrones de carga



(b) Carga sísmica X



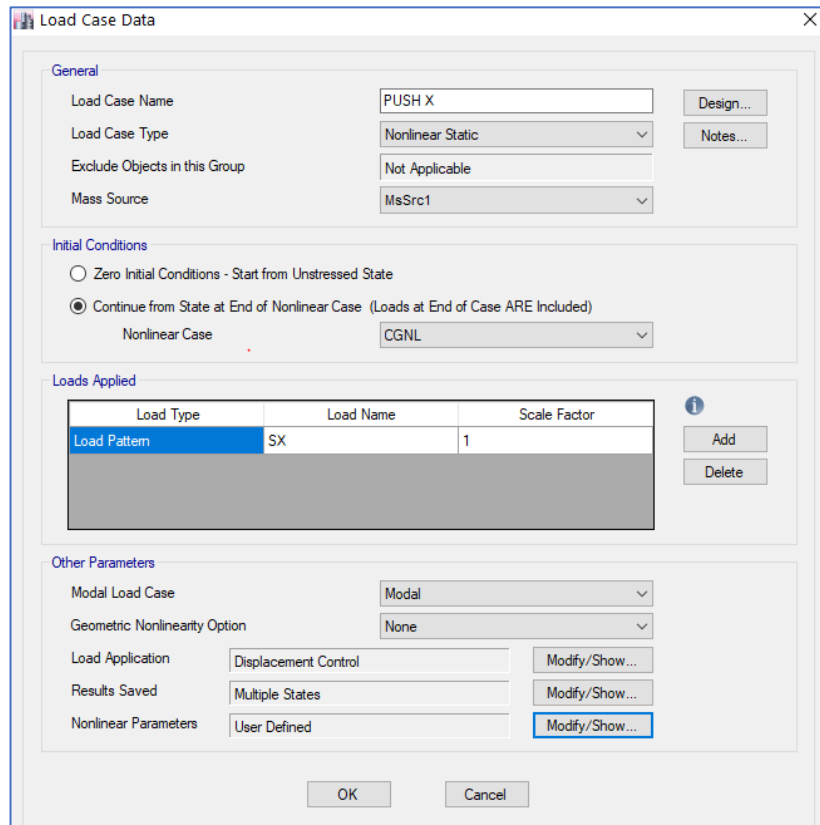
(a) Carga sísmica Y



**Fuente:** ETABS 2016

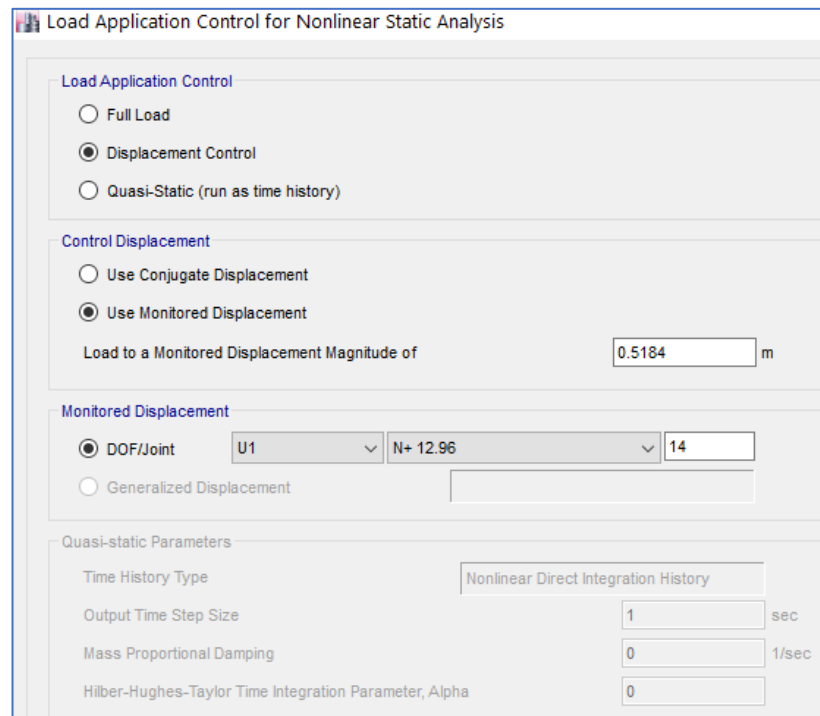
Para la carga lateral no lineal se le asigna de nombre PUSH X y PUSH Y, para considerar los dos sentidos principales de análisis, la carga es controlado por los desplazamientos la cual se monitorea por un nodo ubicado en el último piso cerca del centro de masas, se considera como desplazamiento máximo el 4% de la altura total del edificio.

**Figura 89:** Asignación de Pushover sentido X



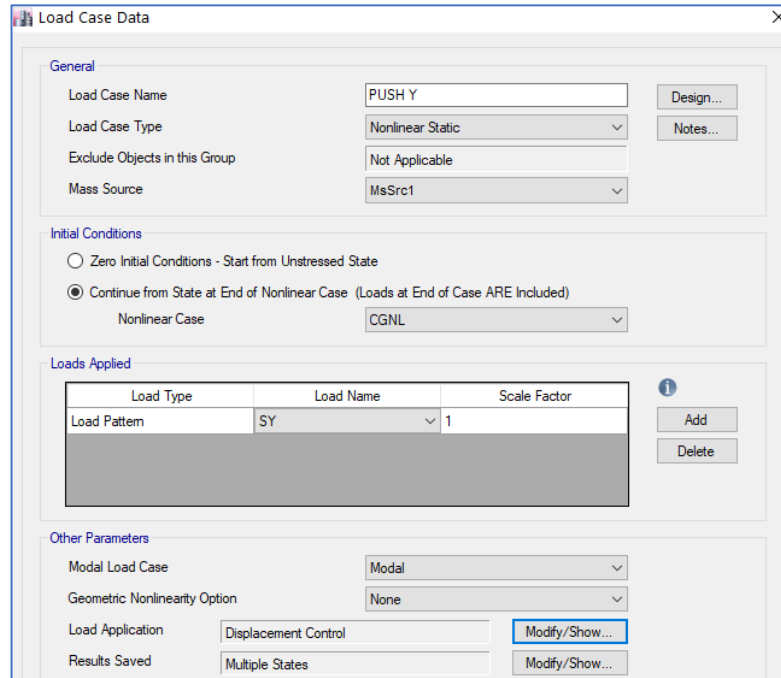
**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 90:** Control de aplicación de la carga sentido X



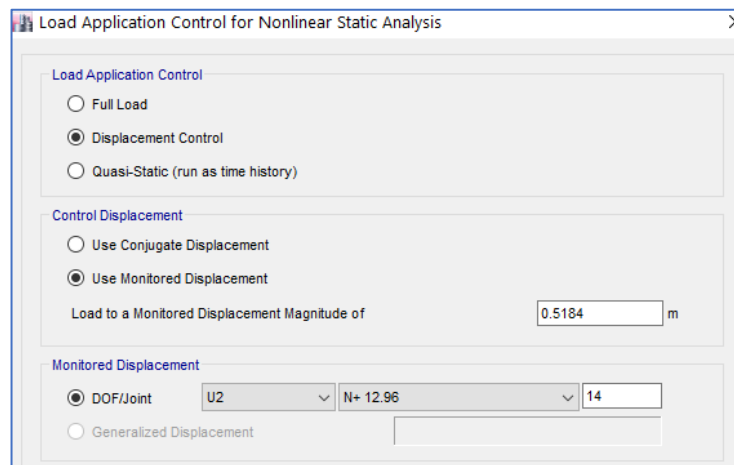
**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 91:** Asignación de Pushover sentido Y



**Fuente:** ETABS 2016

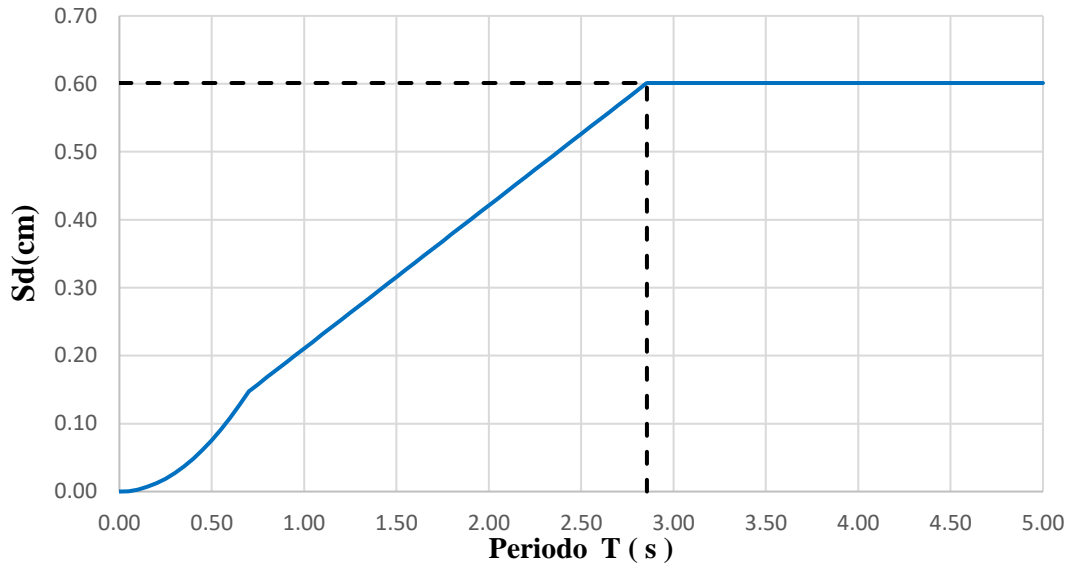
**Figura 92:** Control de aplicación de la carga sentido Y



**Fuente:** ETABS 2016

Para controlar el análisis no lineal se lo realiza mediante el control por desplazamientos para lo cual se debe definir el valor máximo de desplazamiento, este valor debe ser mayor a la deriva máxima permitida por la normativa, la norma ecuatoriana permite una deriva máxima del 2%, para este análisis según la FEMA 356 que establece el desplazamiento máximo como parte de la altura del edificio, se va a utilizar un desplazamiento máximo del 4%, la edificación tiene una altura de 12.96 metros, obteniendo un desplazamiento máximo del 0.5184 metros.

**Figura 93:** Espectro Elástico de Desplazamiento - Sismo Raro  $T_r = 475$  Años



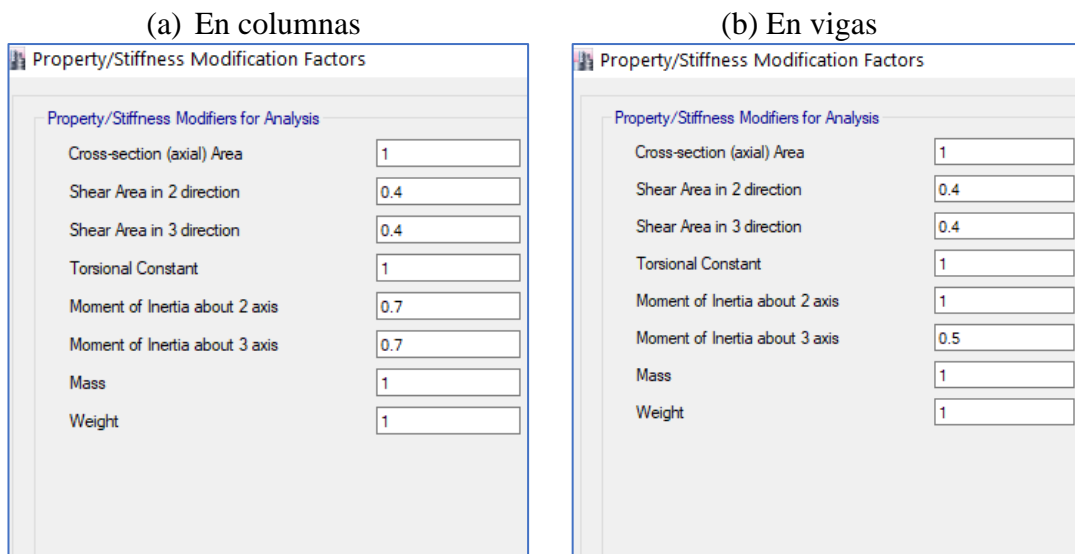
**Fuente:** Freddy Pimbo

En la figura anterior se presenta el espectro elástico de desplazamiento, que corresponde al nivel del sismo raro, se lo define a partir del espectro de aceleraciones, se produce un desplazamiento máximo de 0.601 metros con un periodo límite de 2.85s.

**Inercias agrietadas**

Las secciones de columnas y vigas deben ser agrietadas según lo establecido en la norma ATC 40 para el análisis no lineal, con los valores de 0.5 a flexión y 0.4 para corte en vigas; 0.7 y 0.4 para flexión y corte respectivamente para columnas

**Figura 94:** Inercias agrietadas



**Fuente:** ETABS 2016

### 3.1.3.5. Resultados del análisis estático no lineal - Pushover

Una vez establecido los parámetros para el análisis no lineal se procede a analizar los datos y resultados arrojados por ETABS para determinar el punto para cada nivel de amenaza sísmica.

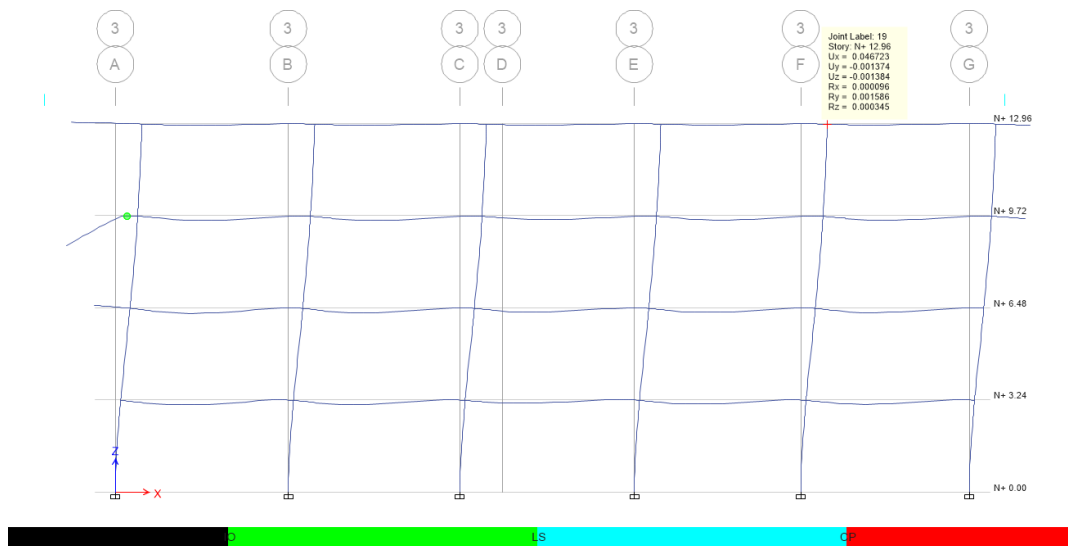
#### Formación de rotulas plásticas.

Los primeros resultados que se analizan es la identificación de los elementos más dispuestos a la falla por la formación de rotulas plásticas, y así evaluar el comportamiento y respuesta de cada elemento; y de la estructura completa.

- **En dirección X-X**

A continuación, se presenta el proceso de formación de rotulas plásticas en la dirección X, relacionados con las amenazas sísmicas:

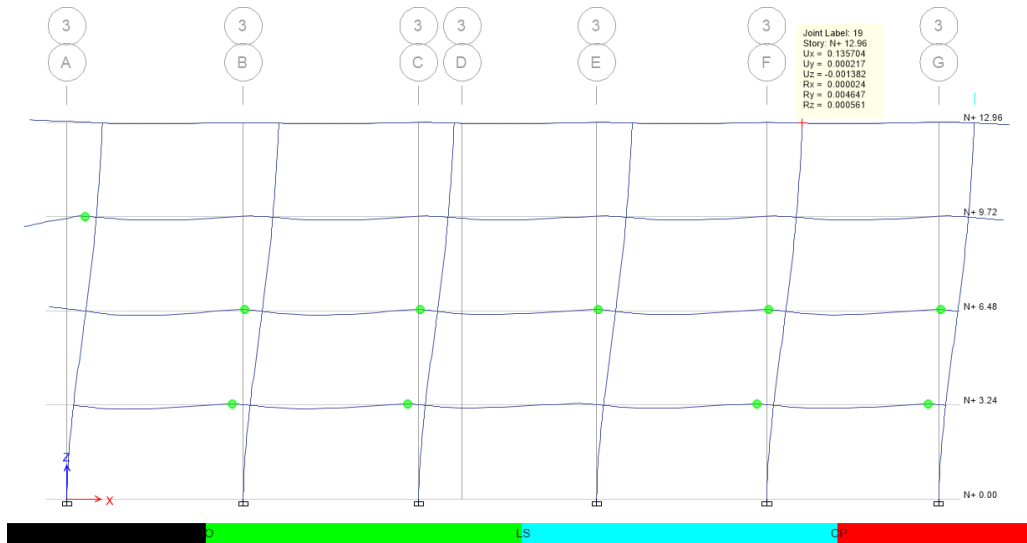
**Figura 95:** Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 4.67 cm



**Fuente:** ETABS 2016

La primera rotula se presenta en el pórtico del eje 3, se forma en la viga en voladizo del eje A como se observa en la figura 95, con un desplazamiento de 4.67 cm, el color verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

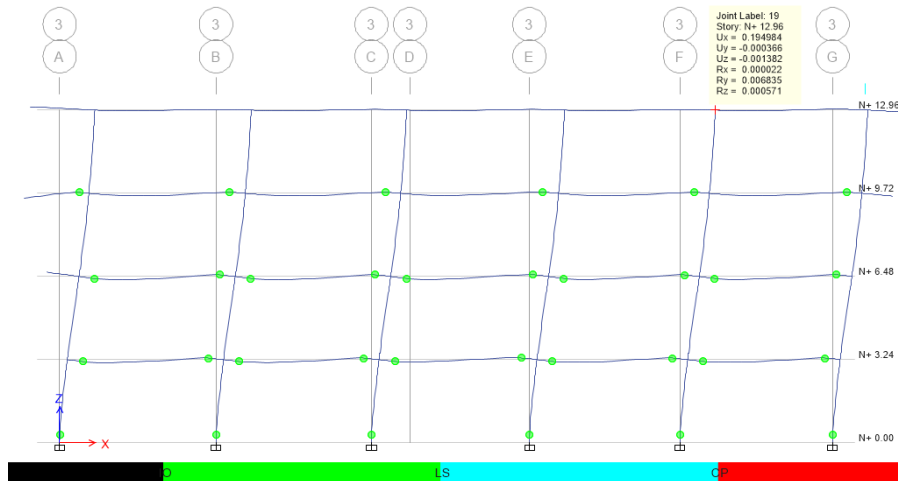
**Figura 96:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 13.57$  cm



**Fuente:** ETABS 2016

Para un desplazamiento de 13.57 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sismica frecuente, se observa que se han formado 17 rotulas plásticas en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), se ubican 11 rotulas en las vigas del nivel N+6.48 en el extremo derecho y las 6 restante en el nivel N+3.24.

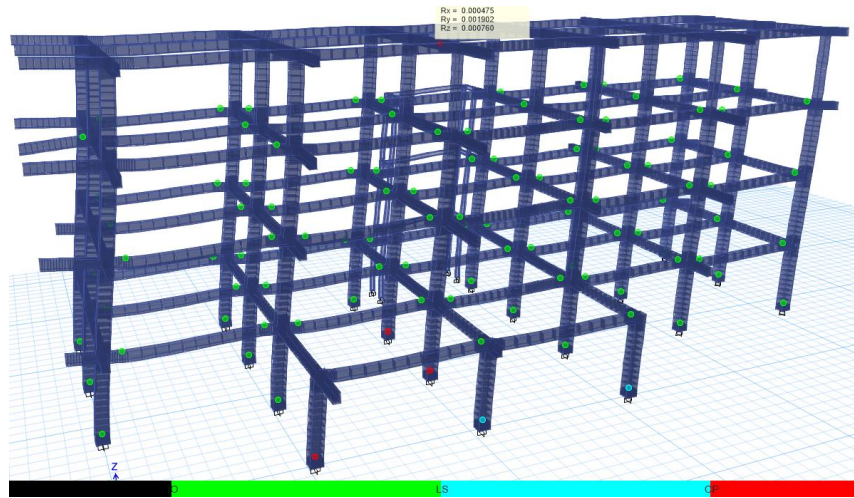
**Figura 97:** Rótula plástica - Pushover sentido X -  $D = 19.49$  cm



**Fuente:** ETABS 2016

Para un desplazamiento de 19.49 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sismica raro probabilístico, se observa que se han formado 74 rotulas plásticas más en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), la mayoría de las rotulas se han formado en las vigas de los tres primeros pisos.

**Figura 98:** Rótula plástica - Pushover sentido X – D = 23.41 cm

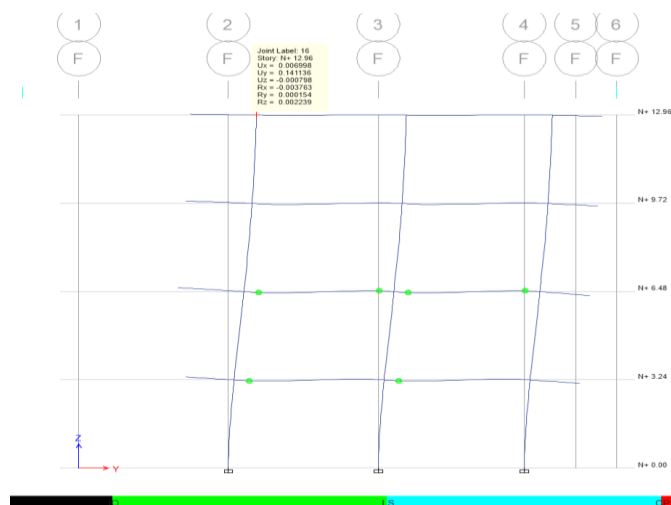


**Fuente:** ETABS 2016

El desplazamiento ultimo antes que la estructura colapse es de 23.41 cm, donde se han formado 101 rotulas en las vigas de los tres primeros niveles en el extremo izquierdo y derecho de cada viga, y en las columnas se forman en la base de todos los pórticos, se mantienen en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS). Se formaron 2 rotulas en la base de la columna del pórtico del eje 1 que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC) y finalmente 3 rotulas en las columnas del pórtico 1, 2 y 3 que se encuentran en rango prevención de colapso con fallas locales.

- **En dirección Y**

**Figura 99:** Rótula plástica - Pushover sentido Y- D = 9.73 cm



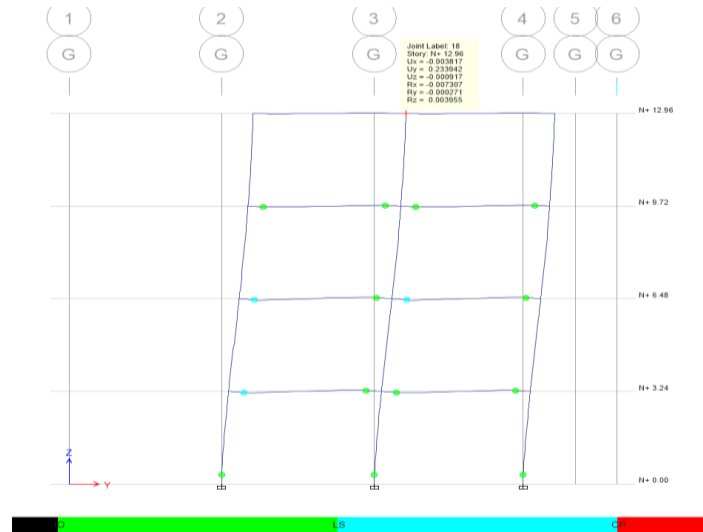
**Fuente:** ETABS 2016

Para un desplazamiento de 9.73 cm se forman las primeras rotulas correspondiente a un nivel de amenaza de sísmica frecuente, se presentan en las vigas (extremo izquierdo



y derecho) en el pórtico del eje E, F, G de los dos primeros niveles, el color verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

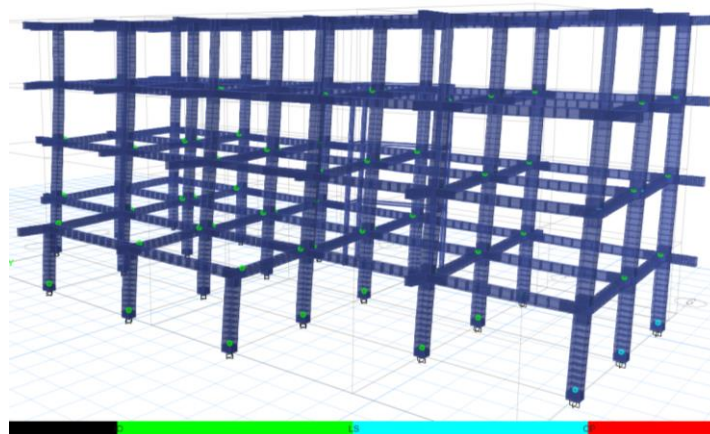
**Figura 100:** Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 13.77 cm



**Fuente:** ETABS 2016

Para un desplazamiento de 13.77 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sísmica Ocasional, se observa que se han formado 64 rotulas plásticas en las vigas en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), se ubican en los pórticos del eje A, B, C, E, F, G de los tres primeros niveles, y también se han formado 4 rotulas en las vigas del pórtico G como se observa en la siguiente figura, en un rango de seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP). En este paso ya se forma rotulas en las todas las columnas del primer en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS),

**Figura 101:** Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 15 cm



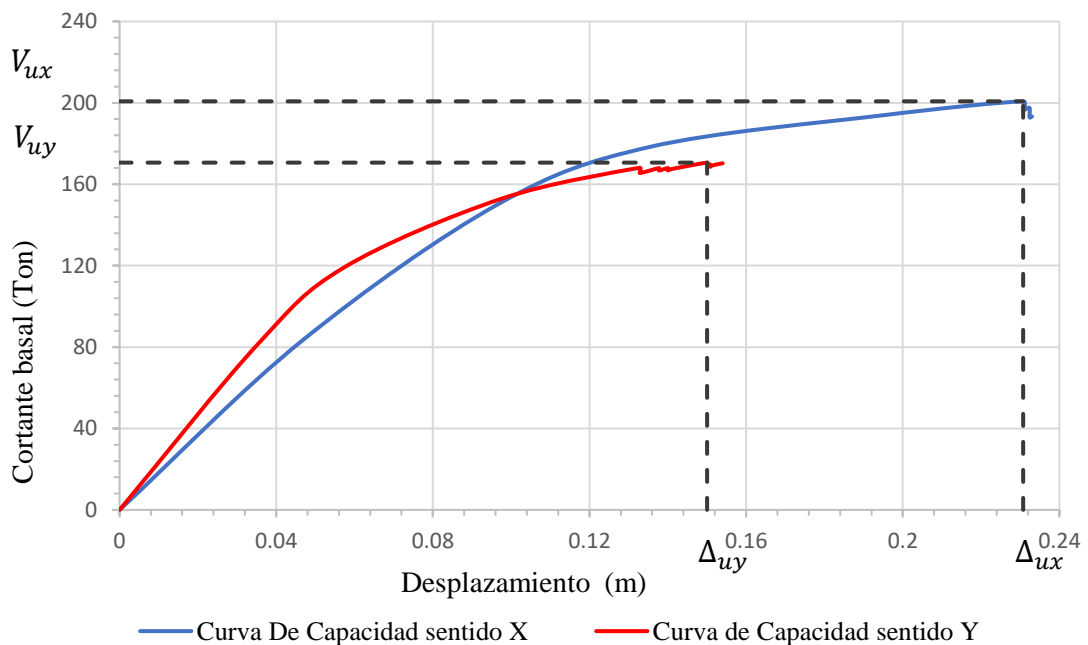
**Fuente:** ETABS 2016

El desplazamiento ultimo antes que la estructura colapse es de 15 cm correspondiente a un nivel de amenaza de sísmica raro probabilístico y raro determinista, donde se han formado 67 rotulas en todas vigas y en todas las columnas del primer piso, las cuales están en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS). Se formaron 3 rotulas en la base de la columna del pórtico del eje G que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC).

### 3.1.3.6. Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad que relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura.

**Figura 102:** Curva de capacidad



**Fuente:** Freddy Pimbo

La curva de capacidad para el sentido X tiene un cortante último de 200.74 ton con un desplazamiento de 23.07 cm, la estructura empieza a fluir con desplazamiento de 9.47 cm con un cortante de 162.63 ton.

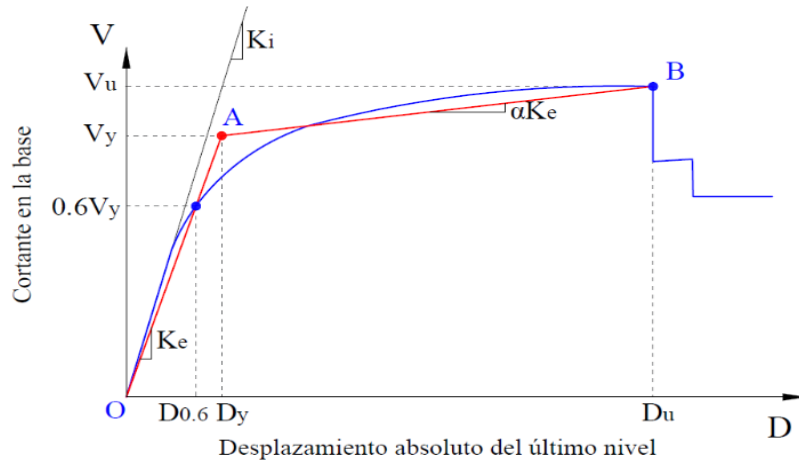
Para el sentido Y un cortante basal ultimo de 170.62 ton con un desplazamiento de 15 cm, empieza a fluir con un desplazamiento 5.55 cm y cortante de 128.03 ton.

Valores que representa la capacidad máxima de la estructura y después de este punto se genera el colapso.

### Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Se procede con el método propuesto por la FEMA 356.

**Figura 103:** Representación bilineal de la curva de capacidad



**Fuente:** FEMA 356, 2000

• **Dirección X**

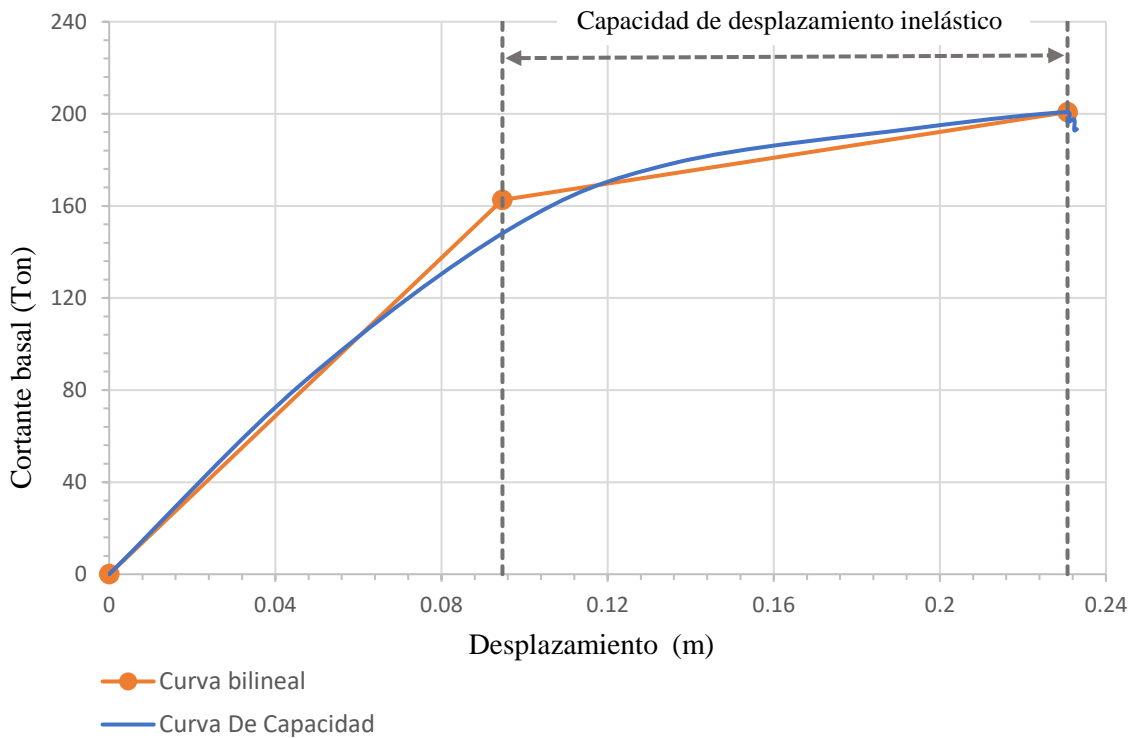
Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (0.2307 \text{ m}, 200.73 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (0.09469 \text{ m}, 162.632 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva:  $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 * 162.32}{0.0567} = 1717.554 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial:  $K_i = 1782.978 \text{ ton/m}$

**Figura 104:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X



**Fuente:** Freddy Pimbo

- **Dirección Y**

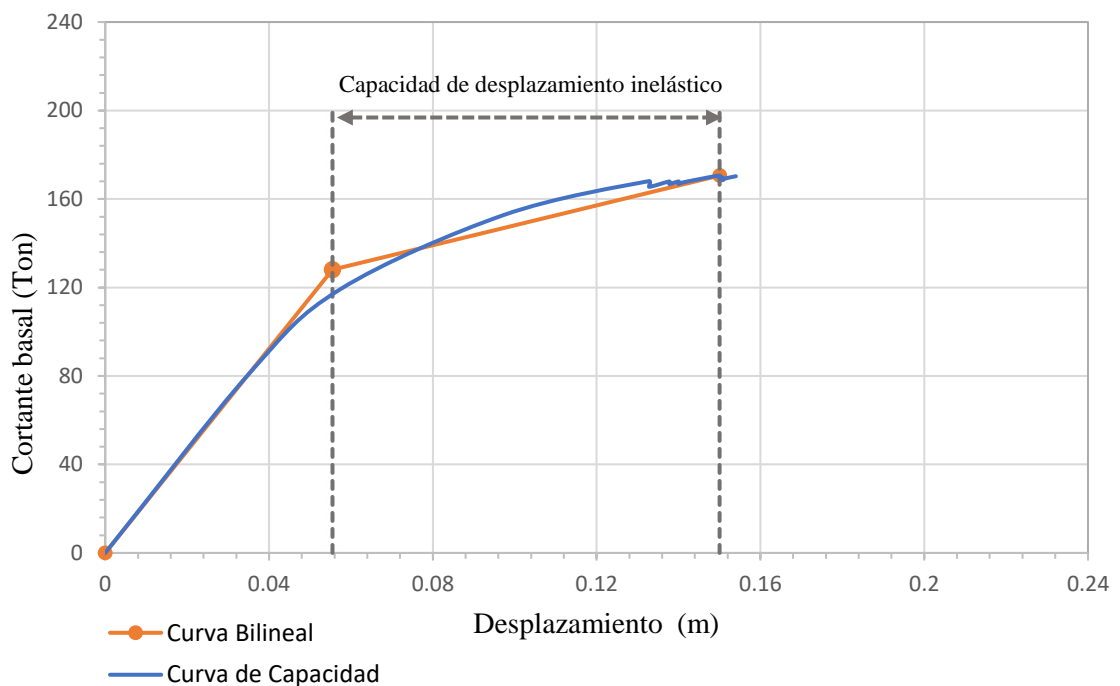
Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (0.150 \text{ m}, 170.621 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (0.05549 \text{ m}, 128.0337 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva:  $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 * 128.034}{0.03329} = 2307.17 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial:  $K_i = 2307.17 \text{ ton/m}$

**Figura 105:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y



### 3.1.3.7. Evaluación del desempeño sísmico

#### Objetivos de desempeño

Según la norma ecuatoriana NEC-SE-RE-2015 establece una tabla para determinar el objetivo de rehabilitación que relaciona los niveles sísmicos con los correspondientes niveles de desempeño, con el fin de obtener los niveles de daño estructural y no estructural que la edificación debe alcanzar durante los sismos de distinto periodo de excedencia. [11]

Se define para las estructuras de ocupación especial deben cumplir para un objetivo limitado (**g** y **I**). Es decir, con una demanda de 20% en 50 años debe cumplir el nivel de seguridad de vida y para el 10% en 50 años cumplir el nivel de prevención al colapso.

**Tabla 69:** Objetivo de desempeño

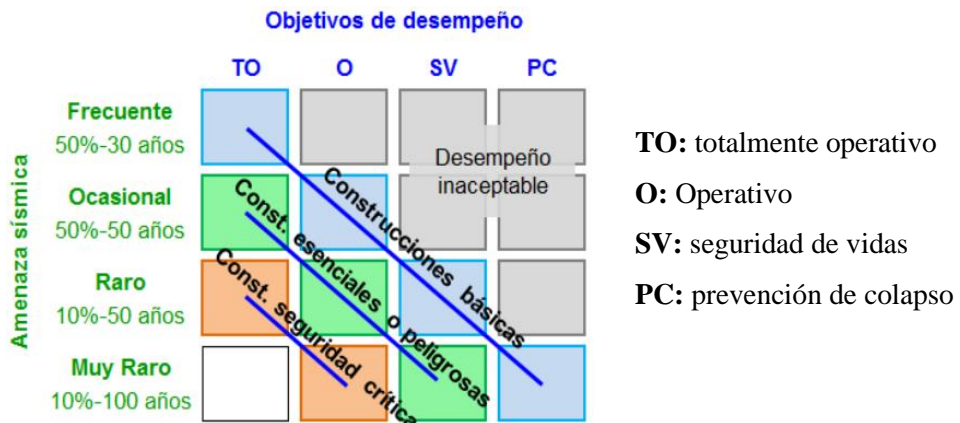
		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

**Fuente:** NEC-SE-RE-2015

**Objetivos Visión 2000**

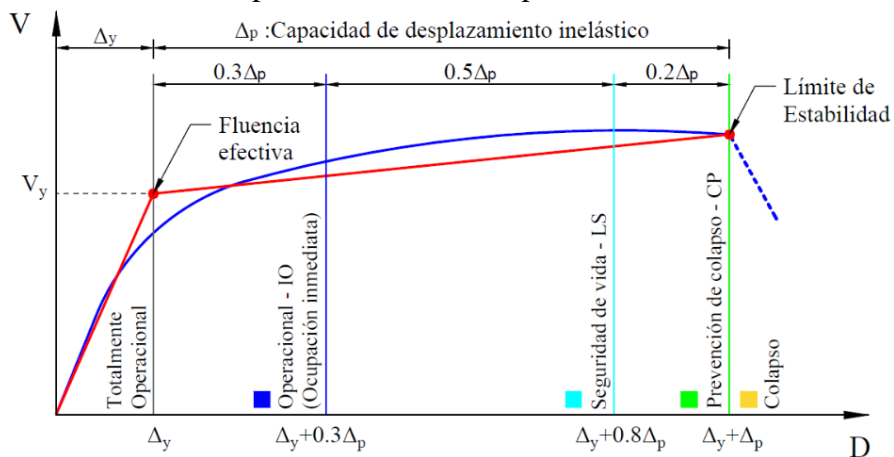
Establece una matriz que relaciona el daño estructural y el desempeño como se presenta en la siguiente figura, considera tres tipos de construcciones según la funcionalidad. Para edificios básicos o usuales se espera ante un sismo frecuente se mantenga totalmente operativo, para un sismo muy raro que se evite el colapso.

**Figura 106:** Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño



**Fuente:** VISION 2000 (SEAOC, 1995)

**Figura 107:** Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva



**Fuente:** J. Choque. (2019)

Para calificar el nivel de desempeño la norma ATC-40 propone la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad como se presenta en la siguiente figura, que fracciona el desplazamiento plástico ( $\Delta_p$ ), con un 30% operacional, el 30% seguridad de vida, 20% pre – colapso y el 20% colapso.

### Punto de desempeño

Los valores de desempeño para cada demanda sísmica se presentan en la siguiente tabla para las dos direcciones de análisis, se obtuvo los valores del software ETABS 2016 con se indica en las siguientes figuras, el desplazamiento y fuerza de corte para cada punto de desempeño aplicando el método de la FEMA 440 Linealización equivalente.

- **Punto de desempeño en dirección X**

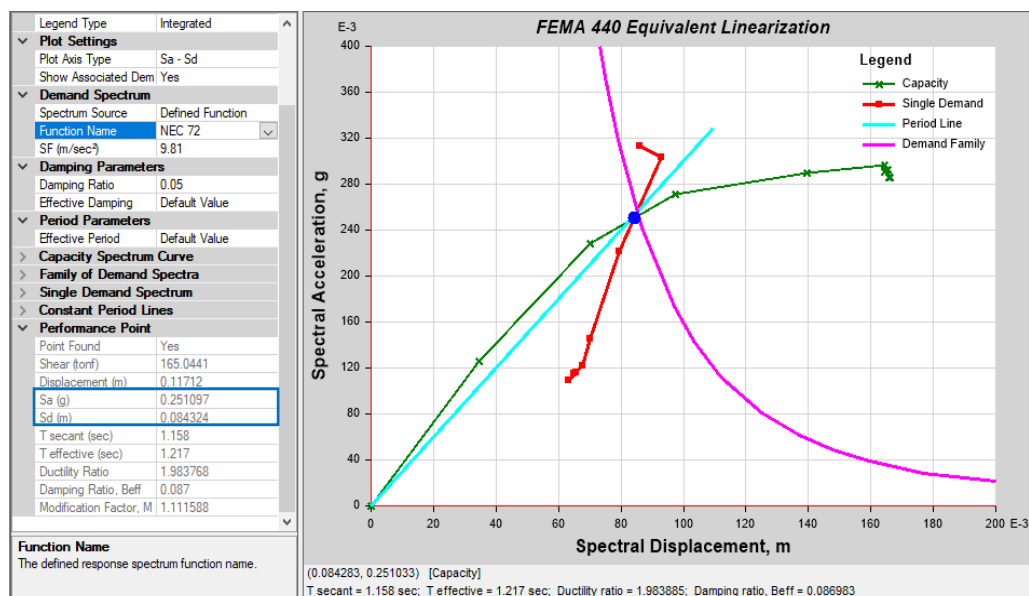
En la siguiente tabla se presenta los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica, con sus respectivas desplazamientos y valores de cortante.

**Tabla 70:** Puntos de desempeño en la dirección X

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.1171	165.041
	Ocasional	0.1602	184.855
	Raro Probabilista	0.2025	195.335
	Raro Determinista	0.1943	193.7308
	Muy Raro	-	-

Fuente: Freddy Pimbo

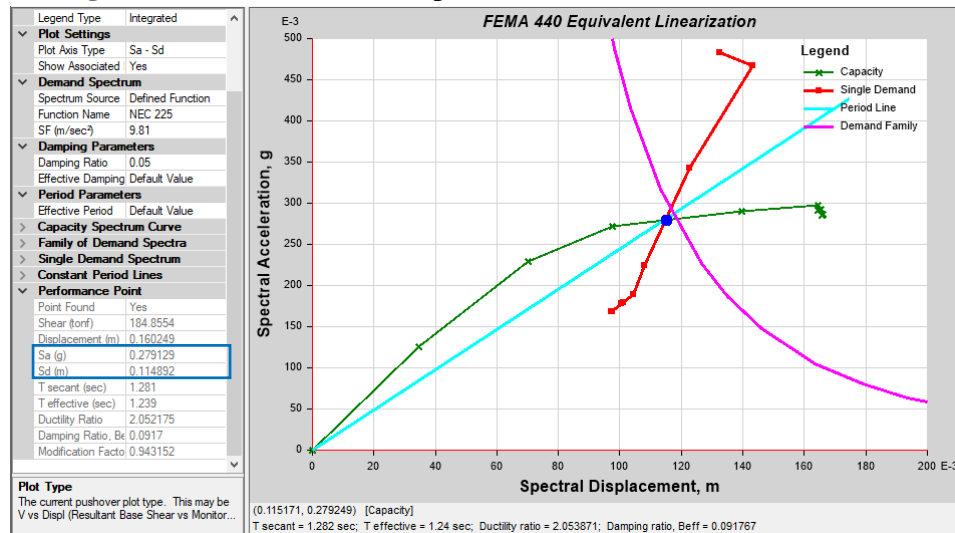
**Figura 108:** Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X.



Fuente: ETABS 2016

En la anterior figura se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica frecuente con la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 11.71 cm y 165.04 Ton para el desplazamiento y cortante respectivamente.

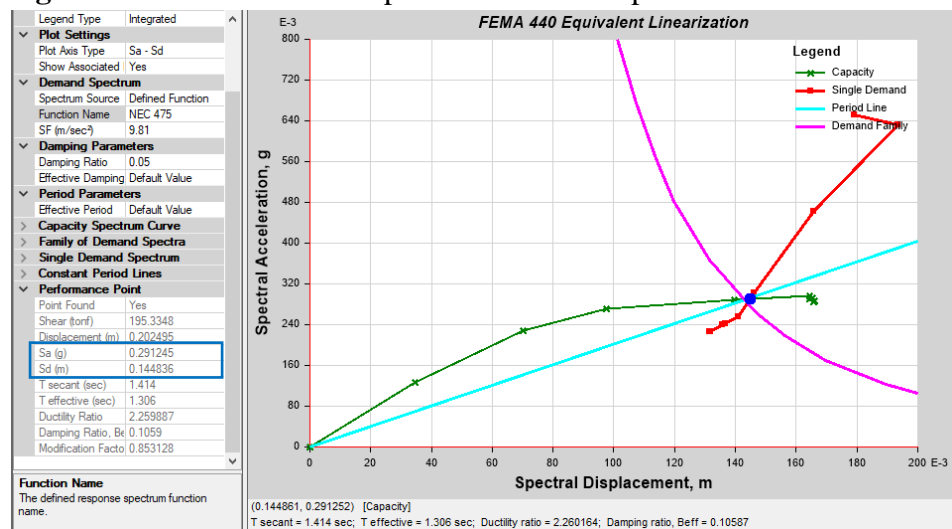
**Figura 109: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X**



Fuente: ETABS 2016

Para una amenaza sísmica Ocasional el valor del punto de desempeño es de 16.02 cm y 160.25 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad aumenta.

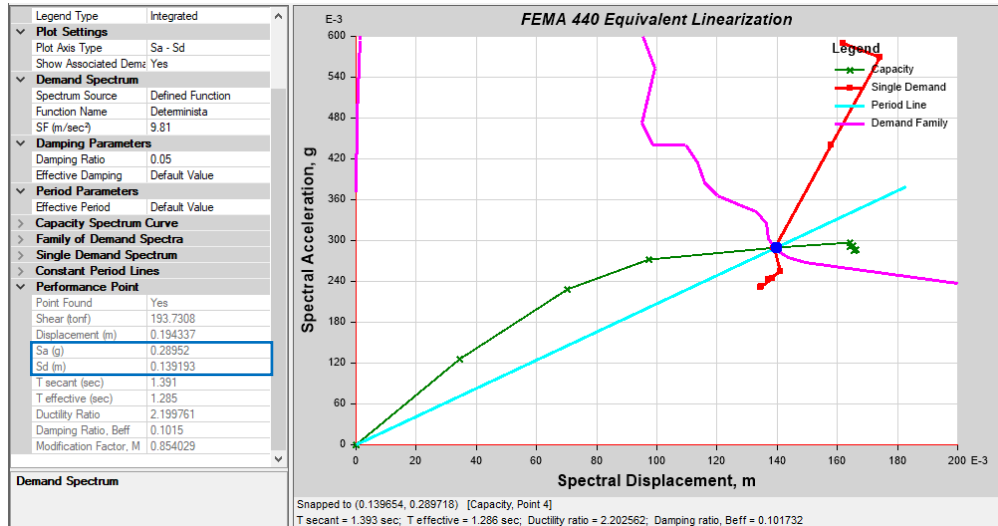
**Figura 110: Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Dirección X**



Fuente: ETABS 2016

Para una amenaza sísmica raro probabilista los valores del punto de desempeño son 20.24 cm y 195.33 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, con el incremento de la demanda se puede observar en la figura anterior que la intersección ya se encuentra cerca del valor del punto último de la curva de capacidad.

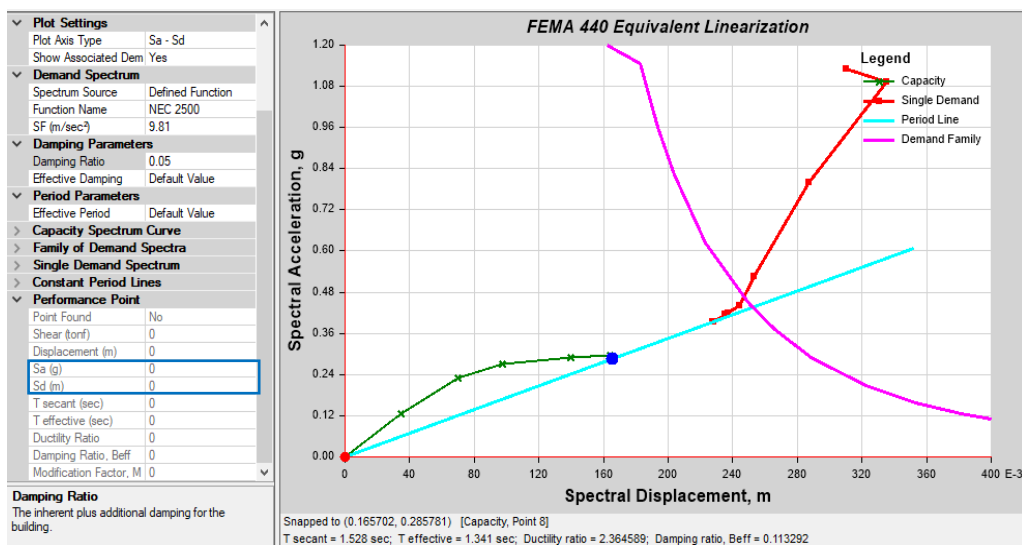
**Figura 111:** Punto de Desempeño – Sismo Raro Determinista. Dirección X



**Fuente:** ETABS 2016

Con la amenaza sísmica raro determinista se obtuvo los siguientes resultados de 19.43 cm y 193.73 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente para su punto de desempeño, se puede realizar la comparación con los valores anteriores del sismo raro probabilista concluyendo que se obtiene valores similares.

**Figura 112:** Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X



**Fuente:** ETABS 2016



Para una amenaza sísmica muy raro no se presenta la intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad como se observa en la figura anterior, por lo que no se encuentra el punto de desempeño debido a la falta de capacidad de la estructura para resistir la demanda de un sismo muy raro, llegando al colapso de la estructura.

- **Punto de desempeño en dirección Y**

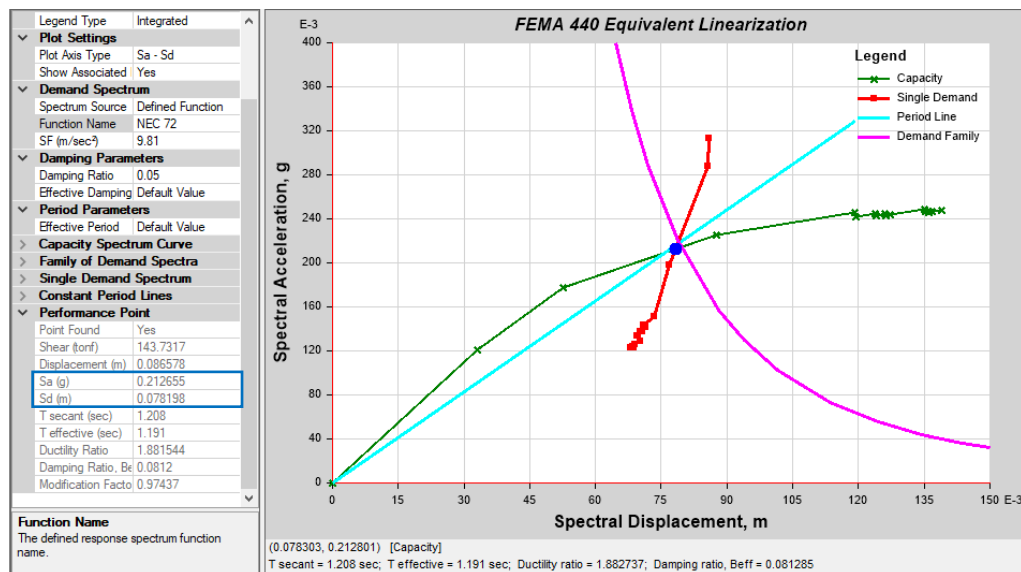
En la siguiente tabla se presenta los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica, con sus respectivas desplazamientos y valores de cortante.

**Tabla 71:** Puntos de desempeño en la dirección Y

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y-Y	Frecuente	0.0866	143.732
	Ocasional	0.1269	165.559
	Raro Probabilista	0.15382	170.222
	Raro Determinista	0.1500	170.5967
	Muy raro	-	-

Fuente: Freddy Pimbo

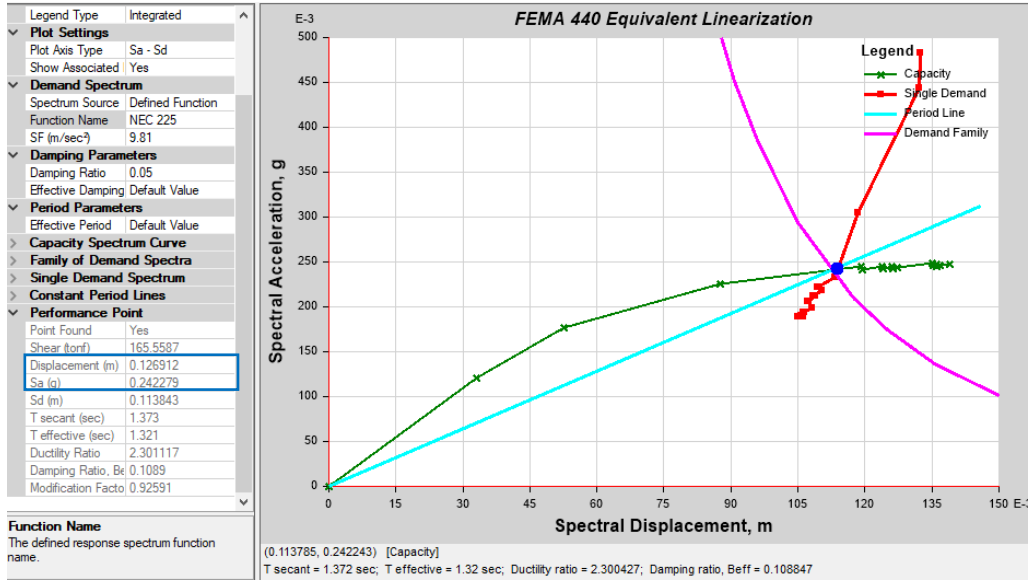
**Figura 113:** Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y



Fuente: ETABS 2016

En la anterior figura se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica frecuente con la curva de capacidad en dirección Y para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 8.66 cm y 143.73 Ton para el desplazamiento y cortante respectivamente.

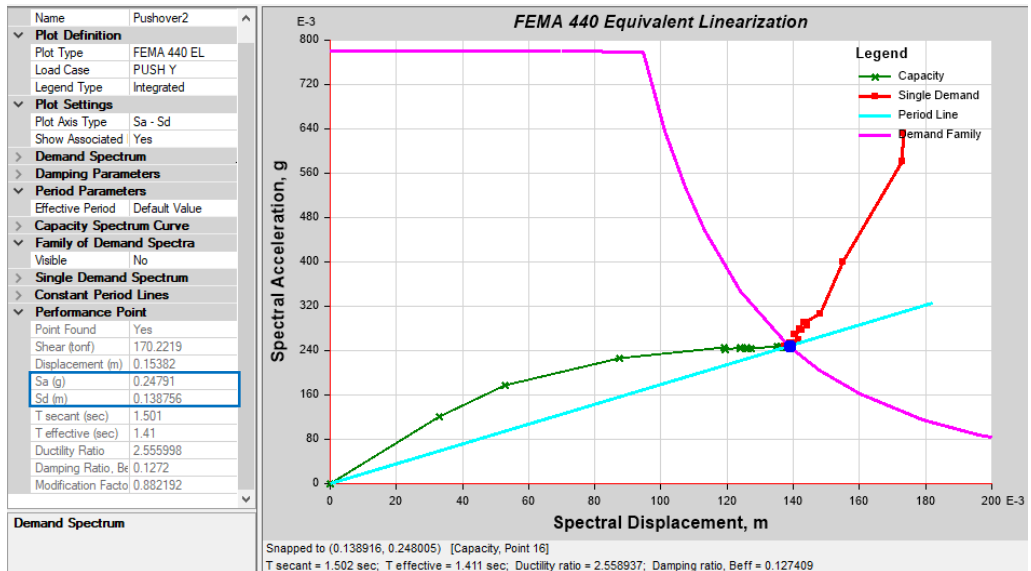
**Figura 114: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y**



**Fuente: ETABS 2016**

Para una amenaza sísmica Ocasional el valor del punto de desempeño es de 12.69 cm y 165.56 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura anterior la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad presentan valores más altos.

**Figura 115: Punto de Desempeño - Sismo Raro probabilista. Sentido Y**

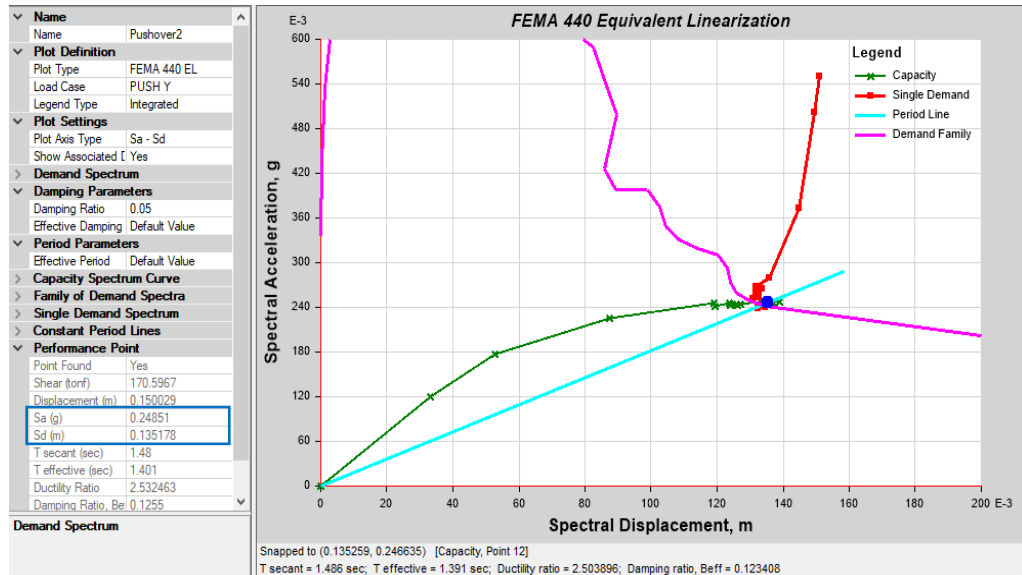


**Fuente: ETABS 2016**

Para una amenaza sísmica raro probabilista los valores del punto de desempeño son 15.38 cm y 170.22 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, con el

incremento de la demanda se puede observar en la figura anterior que la intersección ya se encuentra muy cerca del valor del punto último de la curva de capacidad.

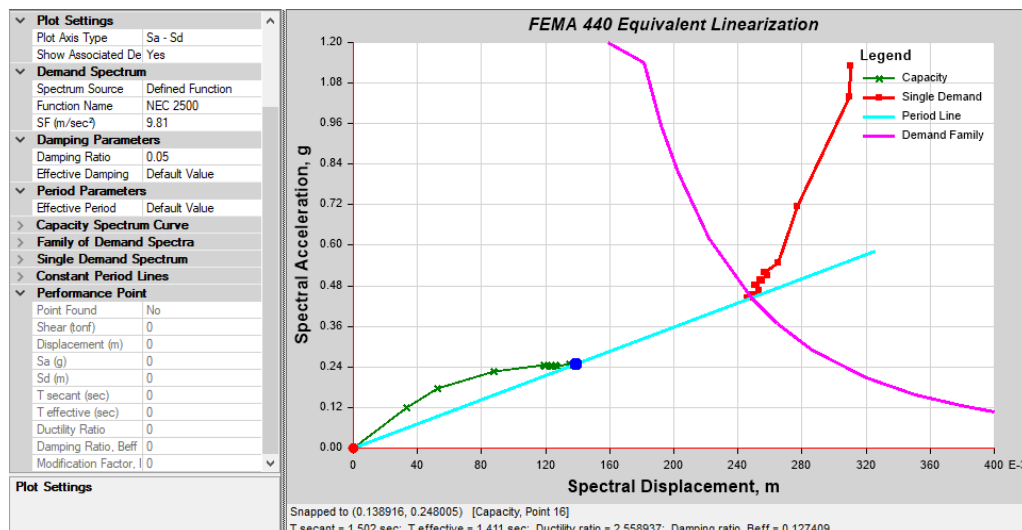
**Figura 116:** Punto de Desempeño - Sismo Raro Determinista. Dirección Y



**Fuente:** ETABS 2016

Con la amenaza sísmica raro determinista se obtuvo los siguientes resultados de 15.00 cm y 170.60 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente para su punto de desempeño, se puede realizar la comparación con los valores anteriores del sismo raro probabilista concluyendo que se obtiene valores similares.

**Figura 117:** Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y



**Fuente:** ETABS 2016

Para una amenaza sísmica muy raro no se presenta la intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad como se observa en la figura anterior, por lo que no

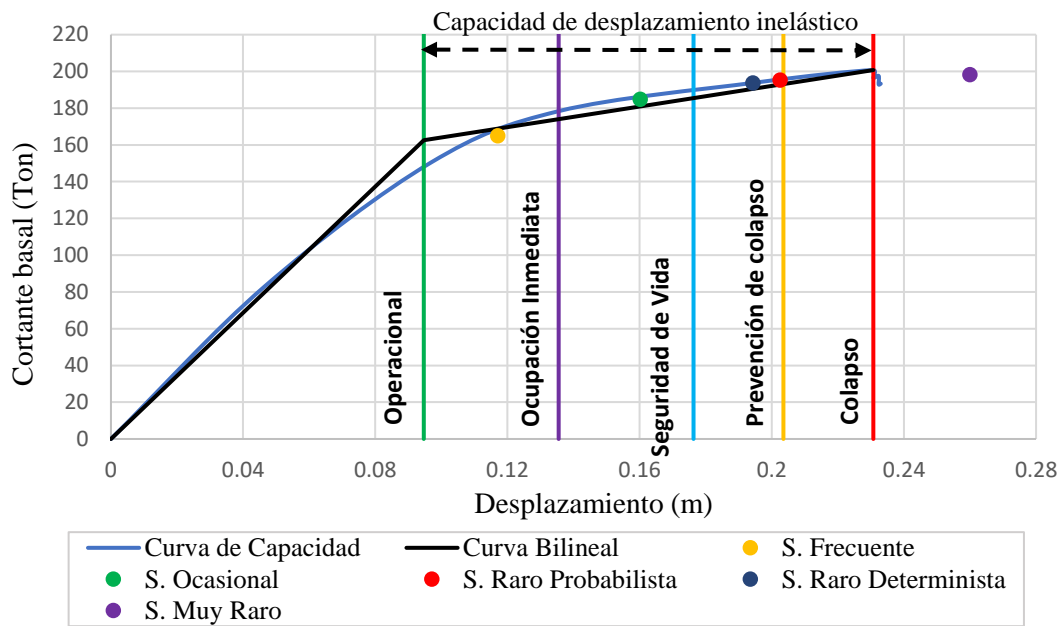
se encuentra el punto de desempeño debido a la falta de capacidad de la estructura para resistir la demanda de un sismo muy raro, llegando al colapso de la estructura.

### Evaluación del desempeño sísmico

Se determina la respuesta del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis.

- **Dirección X**

**Figura 118:** Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440



**Fuente:** Freddy Pimbo

De la figura 118 se determina que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es ocupación inmediata, para un sismo ocasional se encuentra en el nivel de seguridad de vida, para el sismo raro probabilista se encuentra al borde del límite de prevención del colapso, con el sismo raro determinista se ubica en el nivel de desempeño prevención de colapso y para el sismo máximo o muy raro se encuentran totalmente colapsada la estructura. Con los resultados se ubica los niveles de desempeño encontrados para las diferentes sollicitaciones sísmicas en la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, se lo ha representado esta matriz en la siguiente tabla:

**Tabla 72:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				

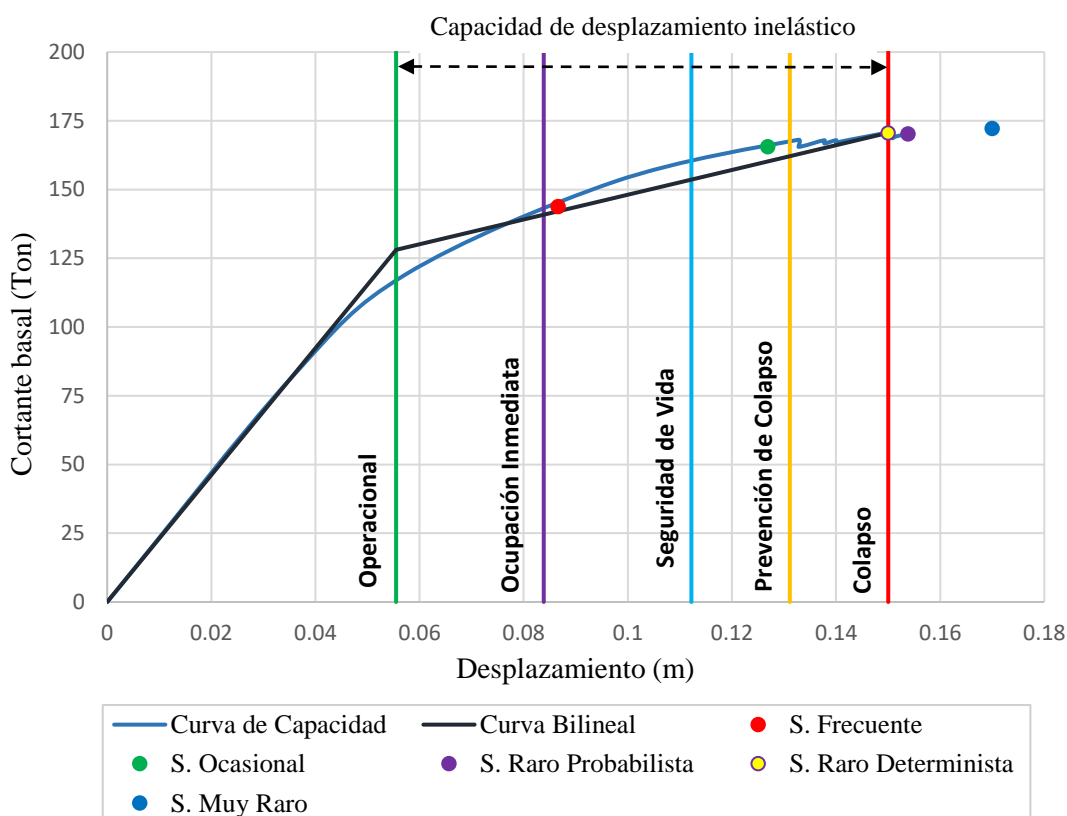
Ocasional		X			
Raro Probabilista			X		
Raro Determinista			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Freddy Pimbo

Según la tabla 72 se concluye que la edificación no cumple con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000, debido a que con un sismo raro el nivel de desempeño que se espera es seguridad de vida no prevención de colapso como es el caso de la edificación.

- **Dirección Y**

**Figura 119:** Desempeño Sísmico en dirección Y según FEMA 440



**Fuente:** Freddy Pimbo

De la figura 119 se determina que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es seguridad de vida, para un sismo ocasional se encuentra en el nivel de prevención de colapso, para el sismo raro probabilista la edificación sufre el colapso de igual manera

con el sismo raro determinista se encuentra en rango del colapso y con el sismo máximo o muy raro la estructura se encuentra totalmente colapsada.

**Tabla 73:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro Probabilista			X		
Raro Determinista			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Freddy Pimbo

Según la tabla 73 se concluye que la edificación no cumple con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000, porque con el sismo raro debe tener un nivel de desempeño seguridad de vida y no el colapso. El sentido Y de la edificación se genera más daños y tienes dos niveles que llegan al colapso.

### 3.1.3.8. Factor de reducción de respuesta estructural (R)

El ATC-19 (1995) considera que el factor R es igual al producto de tres factores de la siguiente expresión:

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_{\rho}$$

Donde:

$R_{\mu}$  : Factor de ductilidad

$R_{\Omega}$  : Factor de Sobre Resistencia

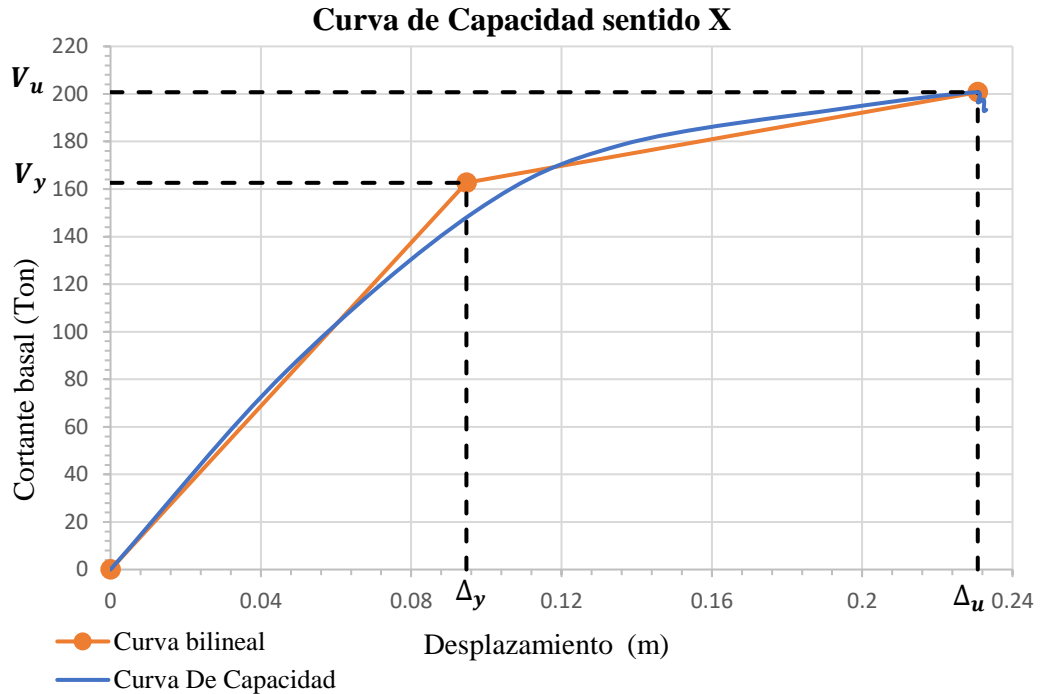
$R_{\rho}$  : Factor de Redundancia

#### Factor de Ductilidad

Se calcula la ductilidad de la estructura que considera la capacidad de deformarse en el rango no lineal antes que ocurra el colapso, este valor se calcula con los datos obtenidos del análisis no lineal de la curva de capacidad con la siguiente expresión que relaciona el desplazamiento ultimo ( $\Delta_u$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ):

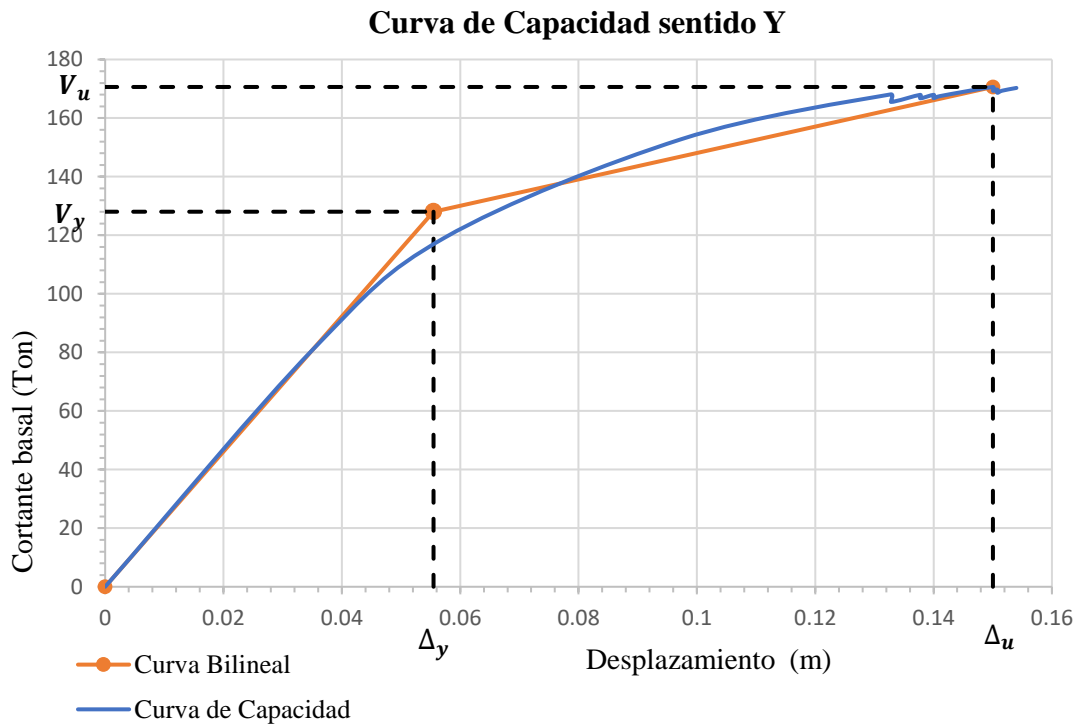
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\text{Desplazamiento ultimo}}{\text{Desplazamiento de fluencia}} \quad R_\mu = \mu$$

**Figura 120:** Ubicación de puntos de cedencia y objetivo máximo



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 121:** Ubicación de puntos de cedencia y objetivo máximo



**Fuente:** Freddy Pimbo

$$\mu_{enx} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.2307 \text{ m}}{0.0947 \text{ m}} = 2.44$$

$$\mu_{eny} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.1500 \text{ m}}{0.0555 \text{ m}} = 2.70$$

$$R_{\mu enx} = 2.44$$

$$R_{\mu eny} = 2.70$$

### Factor de Sobre Resistencia

Se define al factor de sobre resistencia como el incremento de la capacidad más allá del límite elástico y se calcula con la relación entre la fuerza cortante de colapso y fluencia efectiva. De la figura 120 y 121 se obtiene los valores de fuerza cortante para cada dirección.

$$R_{\Omega} = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_{\Omega enx} = \frac{V_u}{V_y} = \frac{200.073 \text{ ton}}{159.586 \text{ ton}} = 1.254$$

$$R_{\Omega eny} = \frac{V_u}{V_y} = \frac{170.621 \text{ ton}}{128.034 \text{ ton}} = 1.333$$

### Factor de Redundancia

El valor de este factor se obtuvo de la norma ASCE 7-10 en su literal 12.3.4, se asume el valor de 1.3.

Con los datos de los factores calculados se obtiene el factor de reducción de respuesta:

$$R_{enx} = 2.44 * 1.254 * 1.3$$

$$R_{eny} = 2.70 * 1.333 * 1.3$$

$$R_{enx} = \mathbf{3.98}$$

$$R_{eny} = \mathbf{4.68}$$

Se puede comprobar que la estructura de hormigón no trabaja adecuadamente, ya que se tiene una respuesta estructural menor a la asumida para el diseño de la norma NEC 2015 que estable un valor de R=8 para pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.

Con los resultados obtenidos del análisis no lineal se observa que la edificación no cumple con los objetivos de desempeño, además los chequeos del análisis lineal no cumplen lo establecido de la normativa NEC 2015, por lo que se deberá realizar un reforzamiento de la estructura para cumplir apropiadamente con lo especificado en la norma y así tener un mejor desempeño sísmico.



### 3.1.4. Propuesta de reforzamiento

Los sistemas de reforzamiento estructural son utilizados para diversos casos que dependen de las características y problemáticas identificadas en las estructuras, entre las cuales se puede mencionar la inadecuada capacidad, insuficiente resistencia, baja rigidez y ductilidad, etc. Tienen como objetivos: incrementar la resistencia con respecto a las cargas laterales, aumentar la ductilidad y rigidez de los elementos que carecen de la capacidad para soportar las cargas solicitados para la edificación. [41]

En el reforzamiento sísmico de estructuras, la modificación e integración de elementos que son diseñados para soportar grandes deformaciones laterales, las cuales son ubicadas en determinadas zonas de la estructura incrementa la resistencia lateral, los elementos que no son intervenidos generalmente no son reforzados, pero si los desplazamientos laterales no son controlados los elementos no reforzados podrían presentar daños esenciales. [41]

A continuación, se presentan dos formas de incrementar la capacidad sísmica de estructuras existentes:

- **Reforzamiento a nivel estructura:** consiste en la modificación global del sistema estructural que implica la integración de muros estructurales y contravientos de acero, con el objetivo de incrementar la ductilidad del sistema estructural para cumplir la demanda especificada. [41].
- **Reforzamiento a nivel elemento:** considera la modificación de cada elemento que presente un problema en específico, entre los métodos utilizados se menciona el encamisado de concreto, encamisado de acero o perfiles de acero y el reforzamiento con fibras sintéticas (FRP). [41]

La ubicación y el detalle del reforzamiento se presenta en los planos estructurales que se presentan en los anexos.

Para el presente estudio se determinó desde el método de evaluación rápida según la metodología FEMA 154, un inadecuado comportamiento de la estructura presentando un grado de vulnerabilidad medio por lo que se realizó un análisis más detallado.

Del análisis lineal se determinó que la estructura no cumple con los chequeos de la Normativa Ecuatoriana, presentando torsión en planta y derivas inelásticas superiores al 2% establecidas por la normativa, y los elementos estructurales vigas y columnas no presentan la capacidad adecuada para resistir la demanda de la estructura.

Los objetivos de desempeño obtenidos del análisis no lineal estático son limitados e inadecuados, presentando niveles de ocupación inmediata y seguridad de vida para un sismo frecuente y ocasional respectivamente, para un sismo raro un nivel de prevención de colapso y para el sismo máximo la estructura colapsa.

Con los resultados del análisis estructural se ha determinado que se debe reforzar la estructura para mejorar sus características y así poder cumplir con la filosofía de diseño que tiene el objetivo de evitar el colapso de cualquier tipo de estructura para salvaguardar las vidas humanas, para las estructuras de ocupación especial y esencial se debe garantizar su funcionalidad después de un evento sísmico extremo.

#### **3.1.4.1. Objetivos de rehabilitación**

Con el objetivo de cumplir la filosofía de diseño sismorresistente con sus correspondientes requerimientos, se plantean para la rehabilitación de la estructura alcanzar un nivel de desempeño de seguridad de vida para un sismo raro con un nivel de amenaza de 475 años de periodo de retorno y para un sismo muy raro con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

#### **3.1.4.2. Reforzamiento para el control de derivas**

Se va a realizar el reforzamiento a nivel de estructura con la integración de muros estructurales para controlar el desplazamiento lateral excesivo e incrementar la resistencia lateral de la estructura existente, de tal manera eliminar el problema de torsión y reducir las derivas.

Los muros de cortante son generalmente implementados para eliminar rigideces excéntricas de la edificación y para aumentar la capacidad de soportar las cargas, es recomendable ubicar los muros en la parte perimetral de la estructura para evitar en mayor medida las interferencias en la parte interna. [41]

Se analizó la implementación de un sistema de reforzamiento a nivel de elemento por ejemplo el encamisado de hormigón que tiene la desventaja de incrementar considerablemente las dimensiones de los elementos lo que provocaría el cambio de ubicación de puertas y ventanas afectando el espacio y la estética de la edificación. Por lo que la propuesta de muros es la menos invasiva.

En la sección 3.1.2.5 del presente trabajo se establece que la estructura presenta torsión en los dos primeros modos de vibración y también un problema relacionado con el control de derivas donde se presenta un valor de 2.89% para el sentido X y 3.49% para

el sentido Y, para resolver el problema se propone rigidizar la estructura con la implementación de muros de hormigón ubicados de una manera que controlen los desplazamientos y el efecto de torsión sin que afecte al comportamiento de la estructura.

Basado en la configuración arquitectónica de la mampostería del edificio, se propone reemplazar elementos de mampostería por muros de resistencia a la compresión  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  con la geometría de la siguiente tabla:

**Tabla 74:** Geometría de Muros

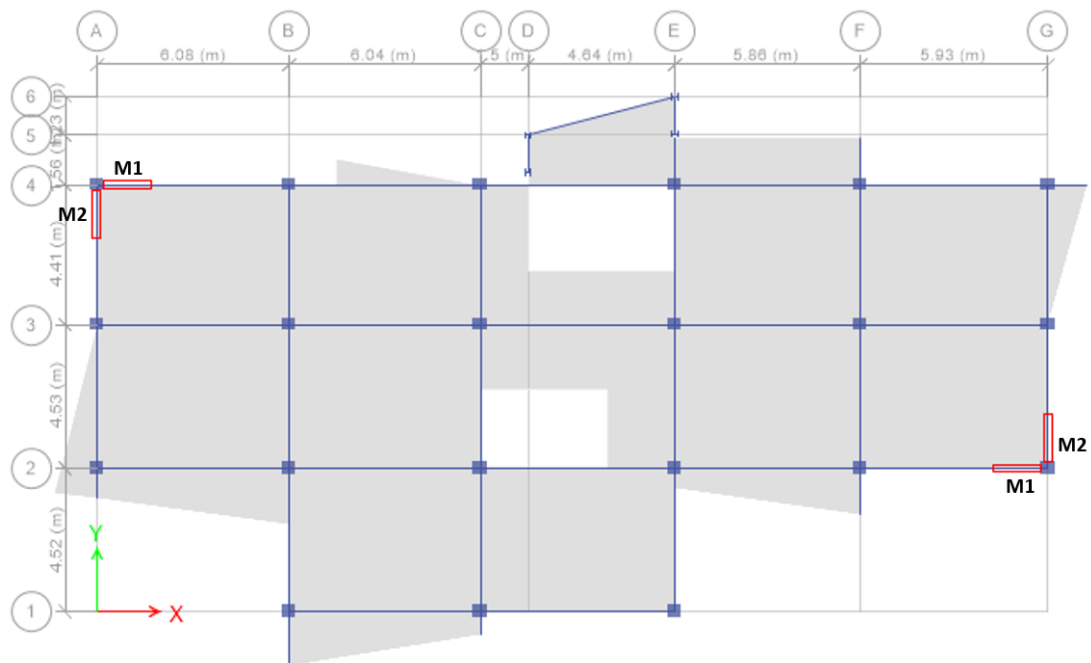
Muros	Sentido	Longitud (m)	Espesor (m)
M1	Sentido X	1.50	0.25
M2	Sentido Y	1.50	0.25

**Fuente:** Freddy Pimbo

Los elementos incorporados se ubicaron como se indica en la siguiente figura, los muros ubicados tanto en el sentido X y el sentido Y, alcanza la altura del piso 3 con una altura  $Nv+ 9.72$ .

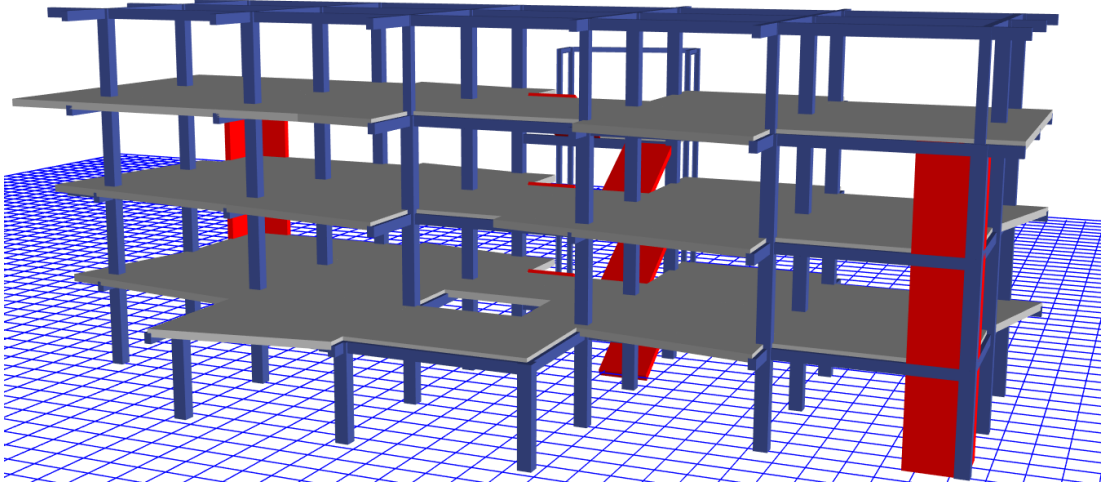
Se procede a realizar el análisis modal para verificar la geometría y la ubicación de los muros y analizar el comportamiento de la estructura en base al análisis de los modos de vibración.

**Figura 122:** Geometría de los muros



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 123:** Modelo en 3D de la distribución de muros



**Fuente:** ETABS 2016

### Análisis de resultados

Se realiza la verificación de la estructura con la implementación del refuerzo con los siguientes chequeos según la NEC-SE-DS 2015:

- **Periodo de vibración**

Para realizar el chequeo, el valor de T que se obtiene por el método 2 no se debe superar en un 30% el valor de Ta obtenido del método 1:

**Tabla 75:** Período fundamental de la estructura reforzada

Modo	Período (seg)	UX	UY
1	0.540	0.3291	0.4055
2	0.437	0.4046	0.3319
3	0.354	0.0022	0.0014
4	0.161	0.0395	0.0605
5	0.152	0.0508	0.0307
6	0.139	0.0063	0.0000
7	0.098	0.0354	0.0719
8	0.087	0.0837	0.0503
9	0.066	0.0001	0.0001
10	0.045	0.0168	0.0336
11	0.043	0.0302	0.0125
12	0.030	0.0002	0.0000

**Fuente:** Freddy Pimbo

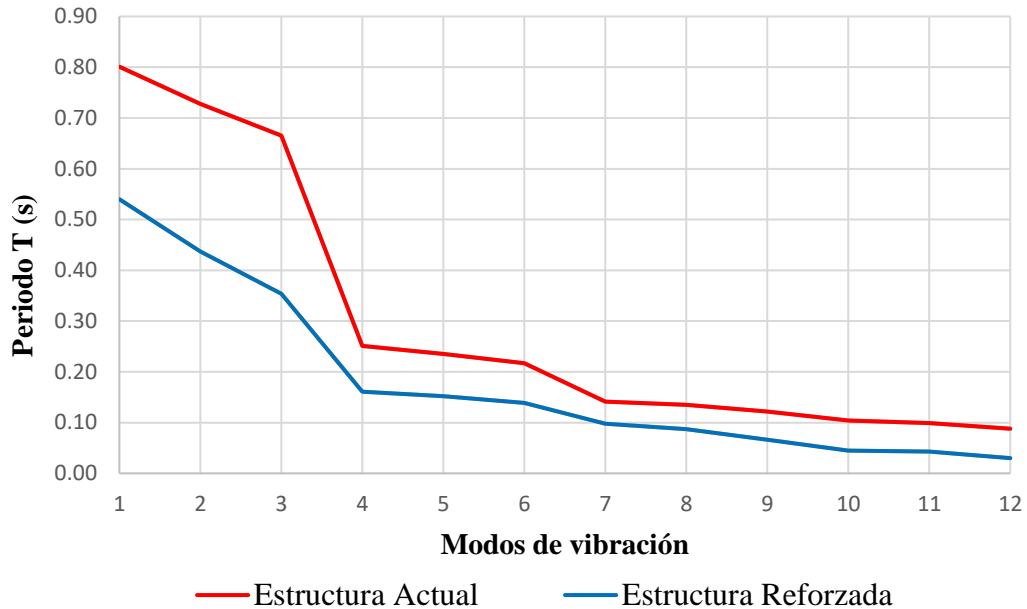
**Tabla 76:** Verificación del periodo fundamental de la estructura reforzada

Método 1 (Ta)	0.552	<b>Ta2 ≤ 1.3Ta1</b>
Método 2 (Ta)	0.540	<b>CUMPLE</b>
1.3*Ta1	0.717	

**Fuente:** Freddy Pimbo

La edificación reforzada cumple ya que el valor del periodo del análisis es menor que el 30% de periodo calculado por el método 1.

**Figura 124:** Comparación del periodo de la estructura actual vs estructura reforzada



**Fuente:** Freddy Pimbo

En la figura anterior se puede observar la comparación del periodo de la estructura actual con la estructura reforzada mediante los muros de corte, reduciendo considerablemente el valor de 0.801 seg a un periodo de 0.540 seg en su primer modo de vibración.

- **Torsión en planta**

Se debe comprobar si la ubicación de los muros resuelve el problema de torsión de la edificación, ya que se debe verificar que los dos primeros modos de vibración tengan movimiento traslacional.

**Tabla 77:** Factores de participación

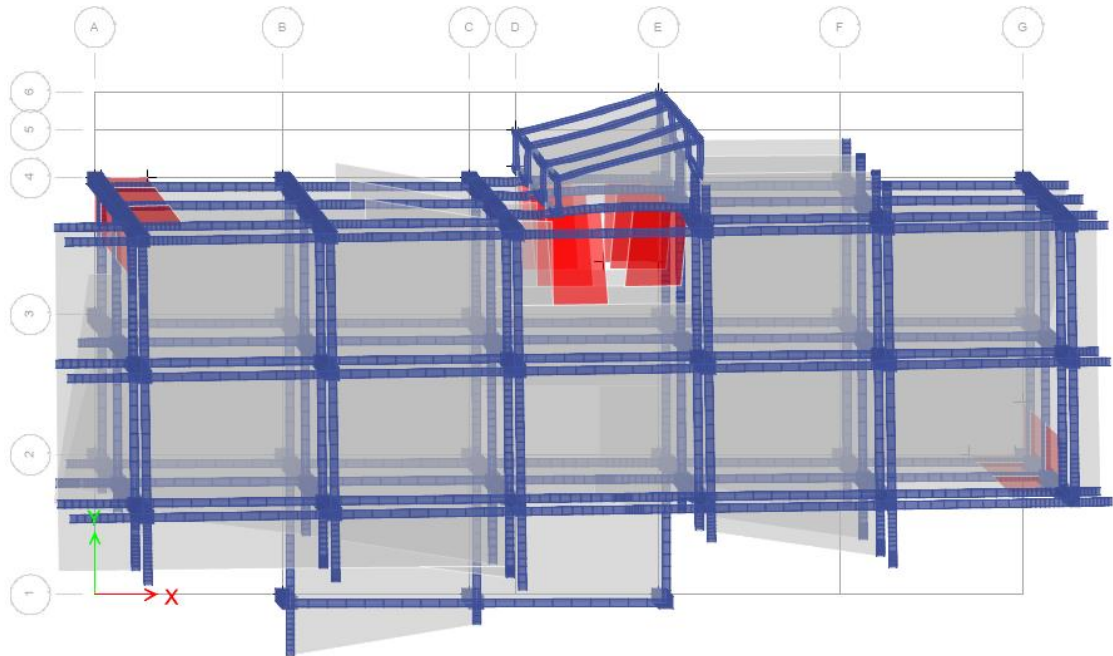
Modo	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	% Torsión	Observación
1	0.3291	0.4055	0.003	0.76	<b>Ok Traslacional</b>
2	0.4046	0.3319	0.000	0.01	<b>Ok Traslacional</b>
3	0.0022	0.0014	0.721	32786.36	<b>Torsional</b>

**Fuente:** Freddy Pimbo

La edificación presenta un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, comprobando que los muros se encuentran correctamente ubicados, y presenta un comportamiento adecuado.

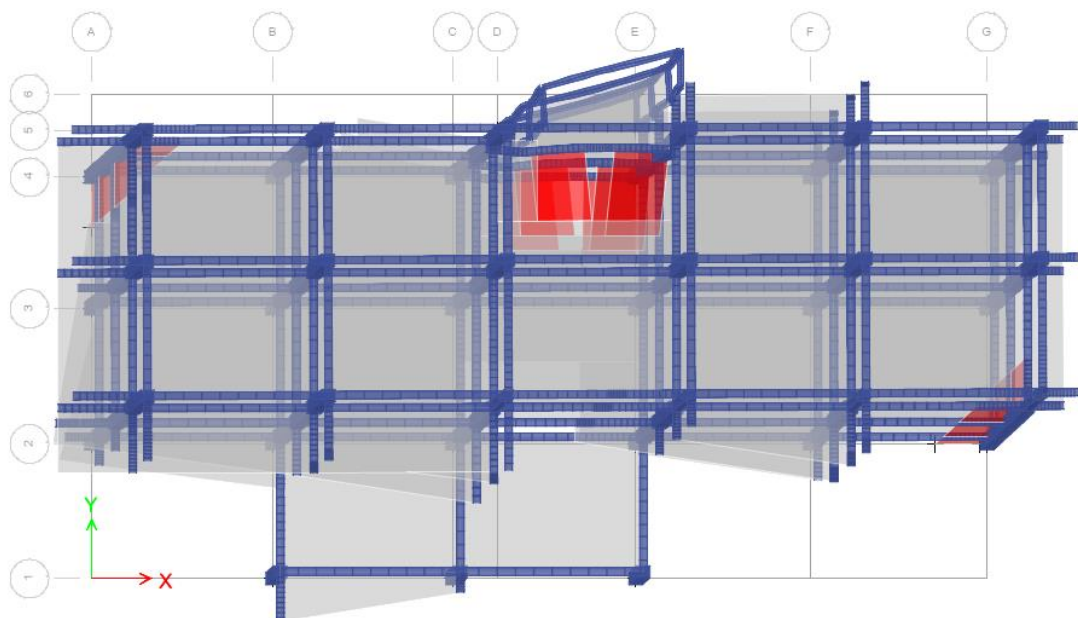
En la siguiente figura se presenta el comportamiento de la estructura en el primero modo de vibración.

**Figura 125:** Comportamiento de la estructura en el primer modo de vibración



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 126:** Comportamiento de la estructura en el segundo modo de vibración

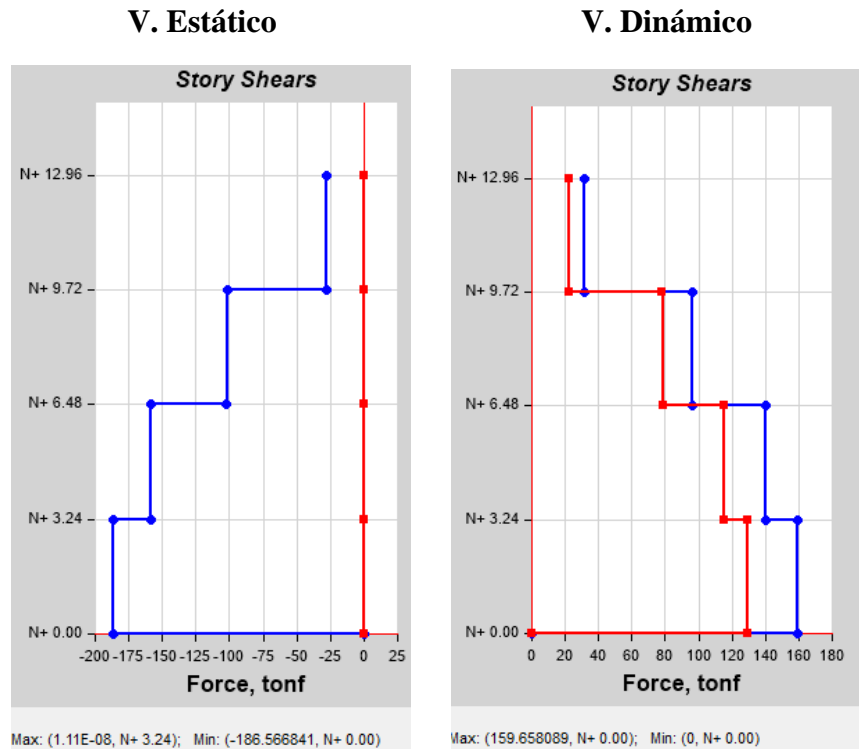


**Fuente:** ETABS 2016

- **Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico**

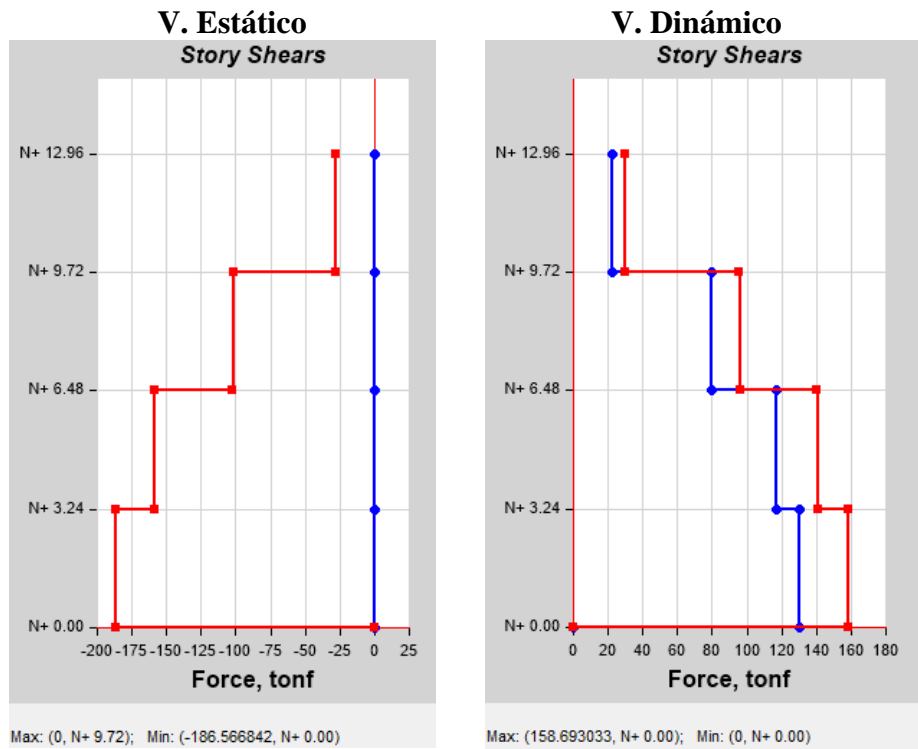
Se realiza en reajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, no debe superar el 85% para estructuras irregulares.

**Figura 127:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 128:** Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 129:** Validación del Análisis Dinámico NEC 2015

	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
<b>Dirección X</b>				
NEC 2015	186.567	159.658	<b>85.58</b>	Cumple
Determinista	161.477	137.513	<b>85.16</b>	Cumple
<b>Dirección Y</b>				
NEC 2015	186.567	158.693	<b>85.06</b>	Cumple
Determinista	161.477	137.600	<b>85.21</b>	Cumple

**Fuente:** Freddy Pimbo

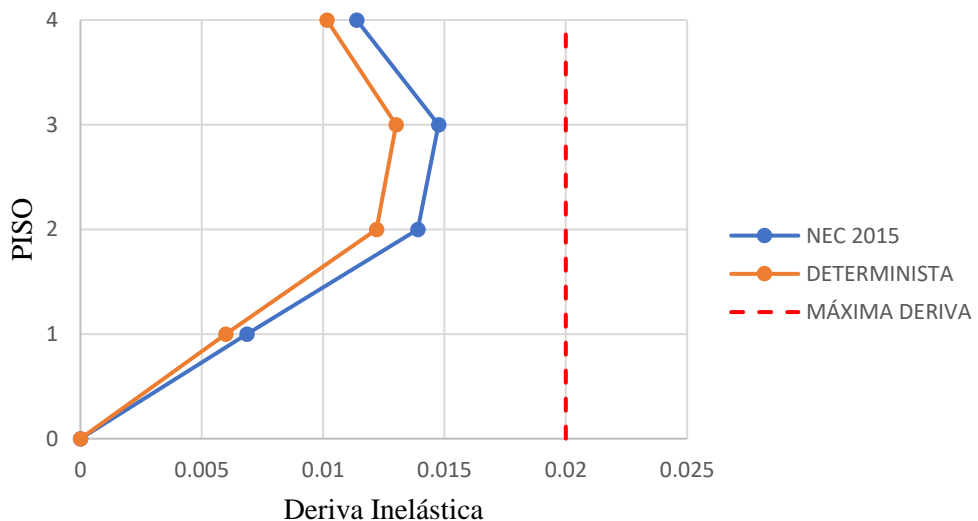
Como se presenta en la tabla anterior, el cortante basal dinámico en dirección X y Y, supera el 85% del cortante estático que establece la norma para estructura irregulares, anteriormente se realizó el reajuste del cortante dinámico multiplicando a la gravedad por un factor de ampliación para la dirección X la dirección Y. Se realiza el mismo proceso para el espectro determinista.

- **Derivas de piso**

Para el control de deformaciones de la estructura, la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015 en su sección 4.2.2 menciona que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar los límites de la deriva inelástica.

**Derivas por cortante estático**

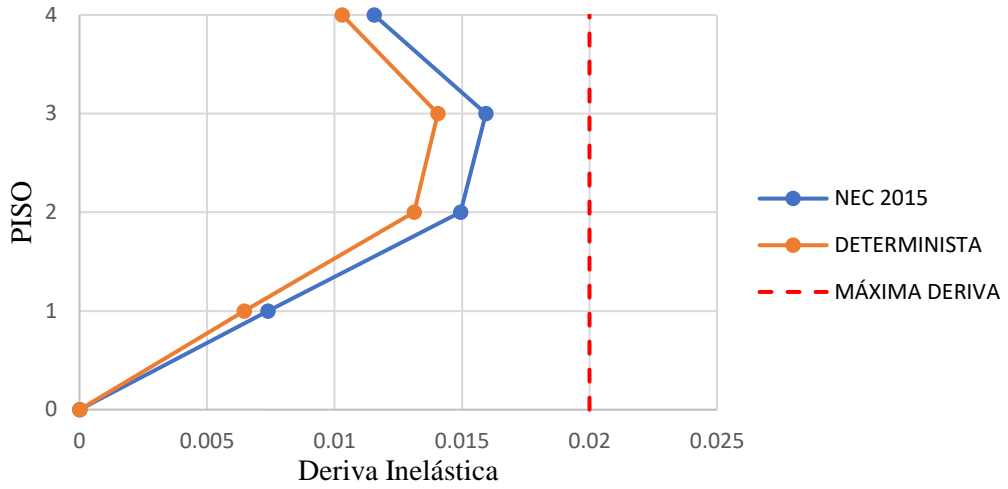
**Figura 130:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X



**Fuente:** Freddy Pimbo



**Figura 131:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y

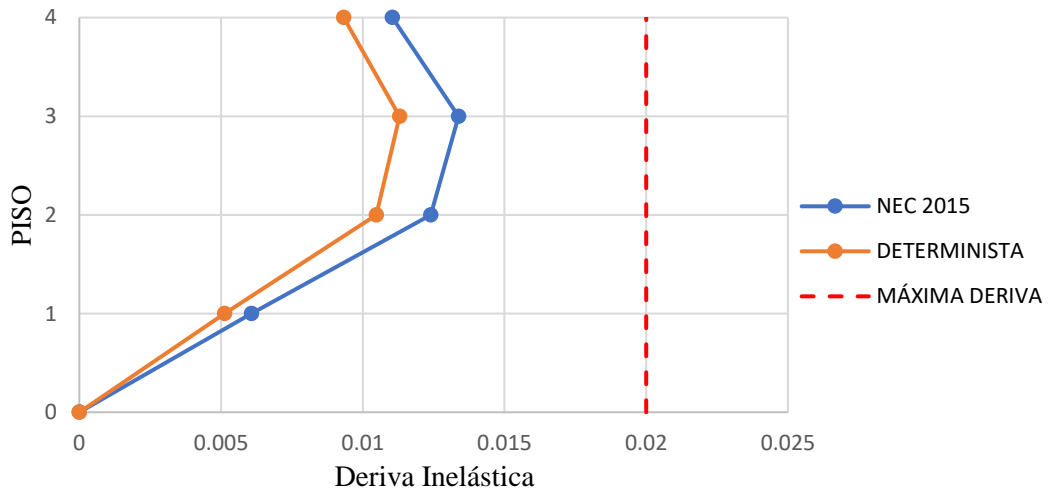


**Fuente:** Freddy Pimbo

Las derivas inelásticas en la dirección X y Y causadas por el cortante estático son menores al 2%, el valor más alto de las derivas se obtiene con el espectro probabilista de la NEC 2015, en el nivel N+ 9.72 con un valor de 1.48% para la dirección X y 1.59% para la dirección Y.

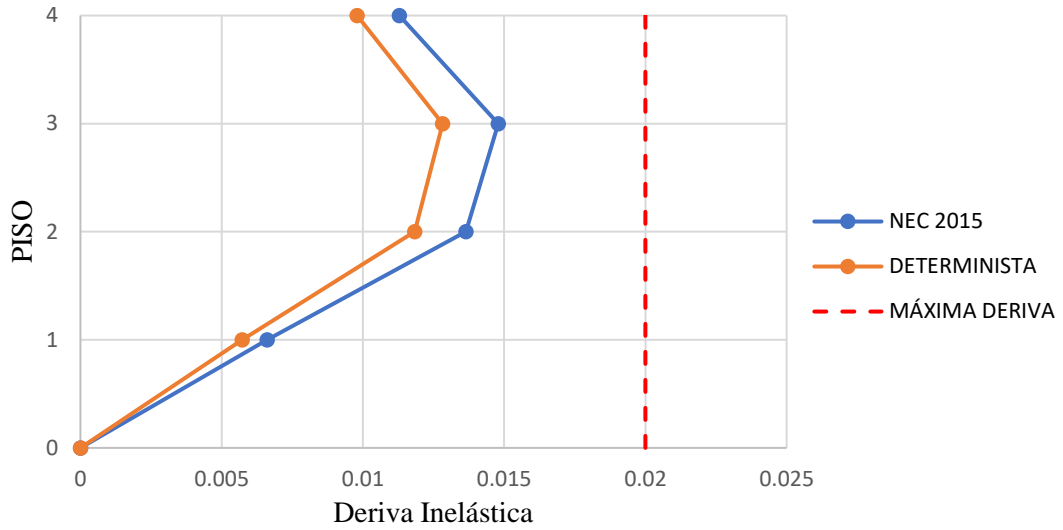
**Derivas por cortante dinámico**

**Figura 132:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 133:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y



**Fuente:** Freddy Pimbo

Las derivas inelásticas en las dos direcciones de análisis causadas por el cortante dinámico son menores al 2%, el valor más alto de las derivas se obtiene con el espectro probabilista de la NEC 2015, en el nivel N+ 9.72 con un valor de 1.34% para la dirección X y 1.48% para la dirección Y.

### 3.1.4.2.1. Chequeo de elementos estructurarles con el reforzamiento

Se procede a revisar el diseño de los elementos estructuras para determinar el comportamiento generado por la implementación de los muros, y analizar los cambios que se presentan.

- **Chequeo de vigas**

#### **Vigas**

#### **Chequeo a flexión de vigas**

Los resultados de diseños para la sección de viga más demandada se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 78:** Momento de Diseño y refuerzo por momento para la viga más demandada

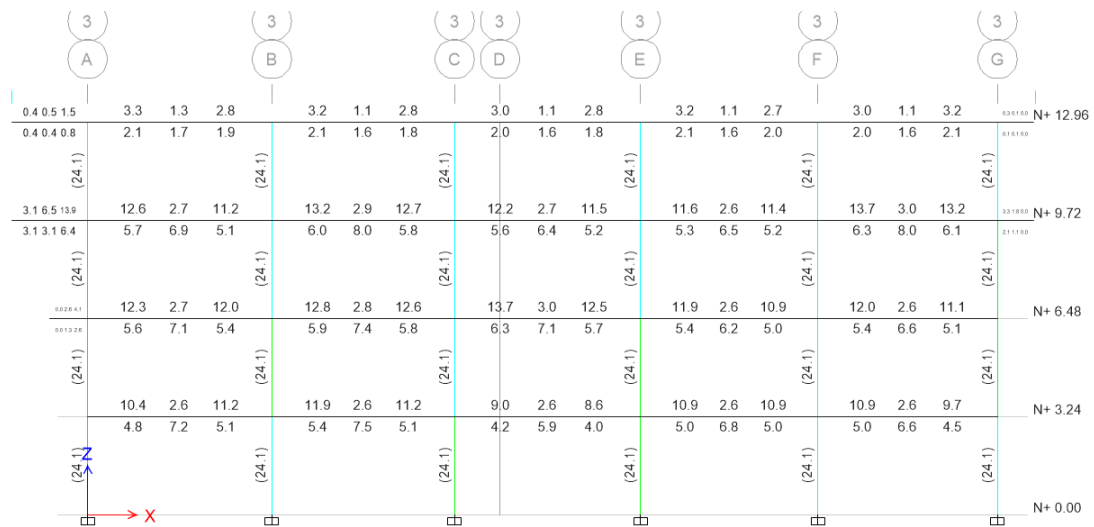
	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	-13.3852	-	13.7	0	2.6	13.7
Inferior (-2 ejes)	-	6.693	2.1	6.3	2.6	6.3

**Fuente:** ETABS 2016

El momento de la viga más demandada para la estructura en las condiciones actuales fue de 18.75 ton-m y como se puede observar en la tabla 70 el momento se redujo con un valor de 13.39 ton-m para la estructura con el reforzamiento.

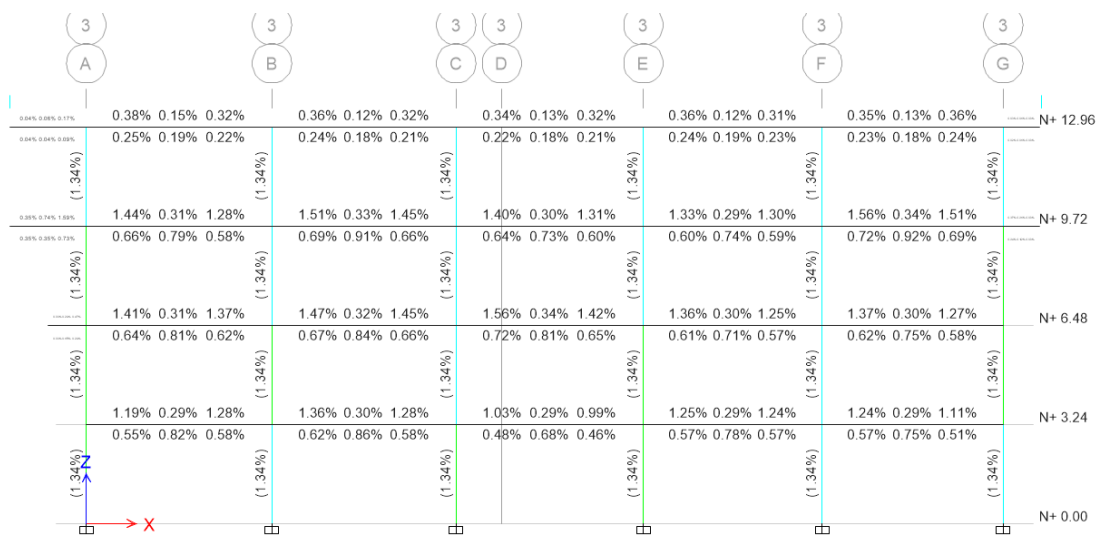
El acero longitudinal mínimo a tracción como se calculó en la sección anterior es de  $A_{s_{min}} = 2.56 \text{ cm}^2$  y del acero máximo de  $A_{s_{max}} = 9.52 \text{ cm}^2$ , con una cuantía máxima de 1.24% para una viga de 25 cm de base y 35 cm de altura. Se determina la cantidad de acero para las vigas del pórtico más demandado, en la figura 135 se presenta la cantidad requerido en la parte superior e inferior de cada viga.

**Figura 134:** Acero en vigas del pórtico del eje 3



**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 135:** Cuantía de acero en las vigas



**Fuente:** ETABS 2016

### Chequeo a corte de vigas

Se obtiene los valores de diseño a corte para la viga más demandada, se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 79:** Resumen de diseño a corte

<b>Cortante / Torsión para <math>V_{u2}</math> y <math>T_u</math></b>				
Refuerzo $A_{vs}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Diseño $T_u$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Diseño $P_u$ (ton)
0.102	14.64	0.0212	-13.39	0
<b>Fuerzas de diseño</b>				
Factorizado $V_{u2}$ (ton)	Factorizado $M_{u3}$ (ton)	Diseño $V_{u2}$ (ton)	Capacidad $V_p$ (ton)	Gravedad $V_g$ (ton)
11.26	-13.39	14.64	4.70	9.93

**Fuente:** ETABS 2016

De los datos obtenidos se revisa que cumpla con el acero mínimo, con la siguiente expresión según la norma ACI 2014.

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$
$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{240kg/cm^2} * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{25cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$
$$A_{vmin} = 0.0576 \geq 0.0208$$
$$A_{vcalculado} \geq A_{vmin}$$
$$0.102 > 0.0573 \text{ Cumple}$$

El acero calculado cumple con el acero mínimo.

### Reforzamiento de vigas

Con la implementación del reforzamiento a nivel global mediante muros de corte se controló el desplazamiento lateral reduciendo derivas, por lo que también se reduce la demanda requerida por la estructura para cada elemento estructural como son las vigas y columnas. Las vigas por la insuficiente capacidad de soportar las cargas se requiere adicionalmente realizar un reforzamiento a nivel elemento.

Entre las técnicas de reforzamiento de vigas se menciona el encamisado de concreto, acero o de láminas reforzadas con fibras (FRP), se analiza dichos métodos para determinar el que mejor se adapte al problema encontrado, aporte la capacidad faltante al elemento, sea factible de construir y no se requiera cambios considerados en la parte arquitectónica.

Se propone realizar el encamisado con elementos de acero, este método se basa en recubrir las vigas con acero, se puede utilizar placas delgadas o un armado hecho de la unión soldada de ángulos y platinas como se presenta en la figura 136, se puede realizar el encamisado completo que consiste en la extensión de la camisa de acero en todo el peralte de la viga o un encamisado local donde la camisa se ubica donde se espera la presencia de deformaciones inelásticas. [42]

Para garantizar la funcionalidad del reforzamiento, se debe utilizar morteros entre el concreto y el elemento metálico para la adecuada unión de los dos materiales, también se debe tener una adecuada sujeción mediante conectores. [42]

**Figura 136:** Encamisados de vigas con ángulos y platinas



**Fuente:** Horse Construction Company China, 2019

#### **Requerimientos de diseño:**

- **Materiales**

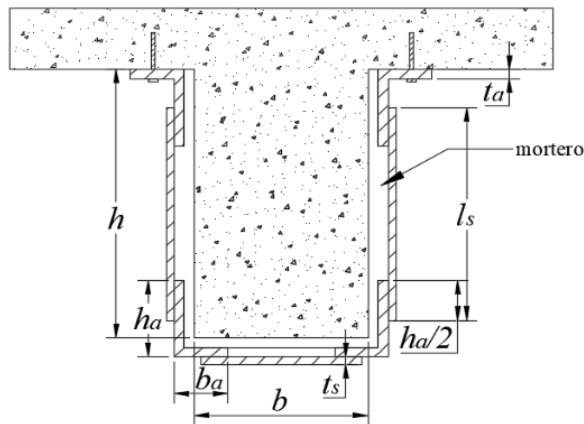
- a) Se debe utilizar mortero fluido con una resistencia mínima a compresión de 300 kg/cm<sup>2</sup> o mayor al concreto original, para garantizar la unión de los encamisados metálicos.
- b) Las placas de acero deben tener espesores mínimos de 6.4 mm y máximos de 12.7 mm.
- c) Los ángulos de acero deben tener espesores mínimos 6.4 mm y máximos de y 19.1 mm.

- **Requisitos geométricos**

- a) Las alas de los ángulos deben estar en el rango de 1/5 y 1/4 parte de la sección transversal de la viga ( $b, h$ ) y el espesor máximo  $t_a$  de 19 mm.
- b) Las platinas se deben colocar en dirección paralela al eje transversal de la sección.
- c) La altura de la platina  $h_{sol}$  debe ser tal que la relación  $h_{sol}/h_a$  y  $h_{sol}/b_a$  estén en el rango de 3/4 y 1, donde  $h_a$  y  $b_a$  son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo respectivamente.

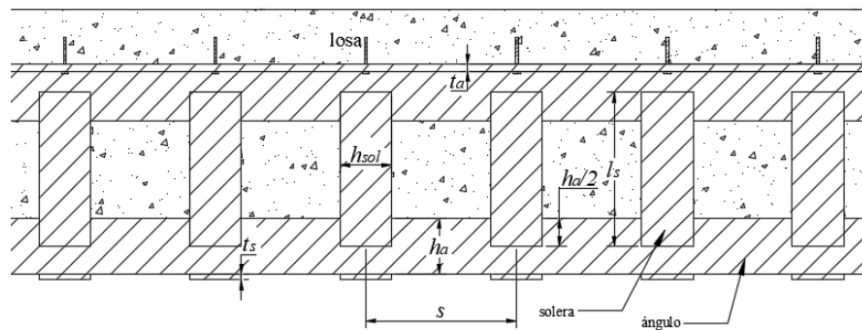
- d) La separación del centro de cada solera  $S$ , debe estar entre 1/5 y 1/3 de relación  $h_{sol}/s$ , no debe ser mayor a 0.5 veces el peralte efectivo ( $s \leq d/2$ ).
- e) El espesor máximo de las platinas  $t_s$ , debe ser de 12.7 mm, además es 3.18 mm menor que el espesor del ángulo  $t_a$ .
- f) La longitud  $l_s$  de la platina es igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo.

**Figura 137:** Sección transversal de viga encamisada con ángulos y platinas



**Fuente:** Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México - 2019

**Figura 138:** Sección longitudinal de viga encamisada con ángulos y platinas



**Fuente:** Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México – 2019

Para el diseño del encamisado de acero con armadura de ángulos y platinas, se obtiene las solicitaciones a flexión del software ETABS 2016 con la implementación de los muros. Se va a diseñar para la viga más demanda de cada piso.

En la siguiente tabla se presenta el valor del momento de diseño que corresponde a la demanda de la viga del nivel N+3.24, con este valor se va a realizar el diseño del encamisado para aumentar la capacidad de la viga original.

**Tabla 80:** Momento de Diseño y refuerzo por momento de la viga más demanda del piso N+3.24.

	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	-11.629	-	11.9	0	2.6	11.9
Inferior (-2 ejes)	-	5.815	0	5.4	2.6	5.4

**Fuente:** ETABS 2016

Se va a utilizar ángulos y platinas de acero A36 con un esfuerzo de fluencia de  $f_y$ : 2530 kg/cm<sup>2</sup>, las dimensiones utilizadas para el encamisado se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 81:** Propiedades de ángulos - encamisado vigas N+3.24

Dimensiones			Peso	Sección cm <sup>2</sup>	Inercia cm <sup>4</sup>
A mm	B mm	e mm	1 metro kg		
50	50	6	4.32	5.40	12.57
80	80	8	9.40	11.75	71.32
80	80	10	11.49	14.36	84.94

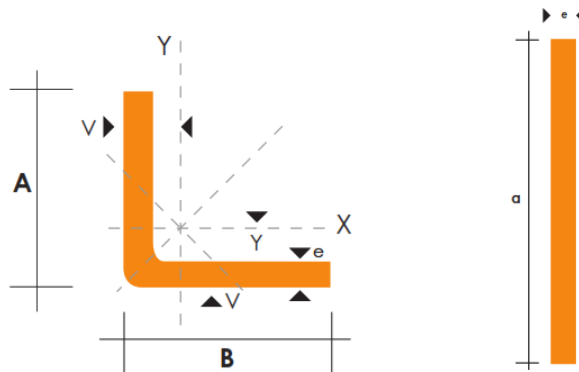
**Fuente:** Catálogo de Acero DIPAC

**Tabla 82:** Propiedades de platina - encamisado vigas N+3.24

Dimensiones mm		Peso		Área cm <sup>2</sup>
a	e	kg/m	Kg/6m	
60	6	0.89	5.37	1.15

**Fuente:** Catálogo de Acero DIPAC

**Figura 139:** Sección transversal de ángulo y platina

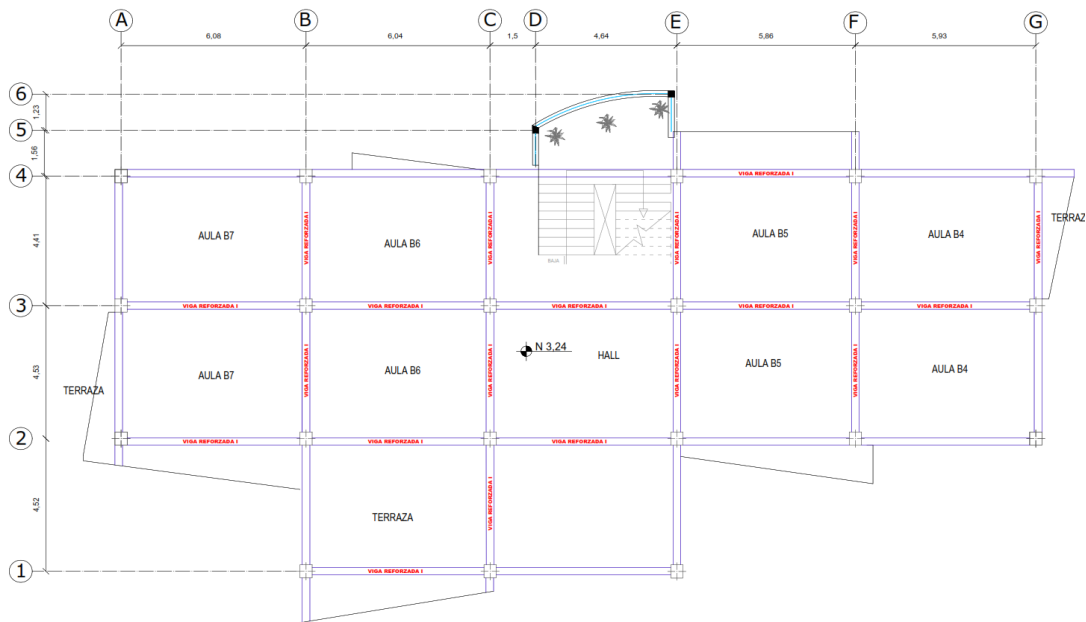


**Fuente:** Catálogo de Acero DIPAC

Para reforzar las vigas del piso N+3.24 se va a utilizar dos ángulos ubicados en las esquinas inferiores de la base de la viga y una platina inferior para unir los dos ángulos como se presenta en la figura 139, las dimensiones del ángulo son de 80 mm de longitud con un espesor de 8 mm, y una platina de longitud de 19 mm y un espesor de 6 mm.

En la siguiente figura se indica las vigas que van a hacer reforzada del piso de nivel N+3.24:

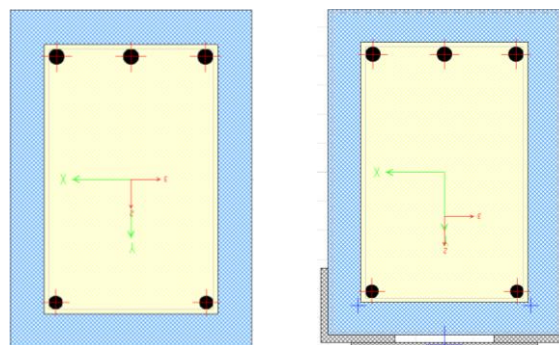
**Figura 140:** Viga reforzada del nivel N+3.24



**Fuente:** Freddy Pimbo

La viga reforzada se modelo en el programa SAP 2000 con la ayuda del section designer para determinar la capacidad de la viga con el armado existen y con la implementación de encamisado metálico, en la siguiente figura se presenta la sección transversal de los dos elementos.

**Figura 141:** Sección transversal de la viga existente y viga reforzada

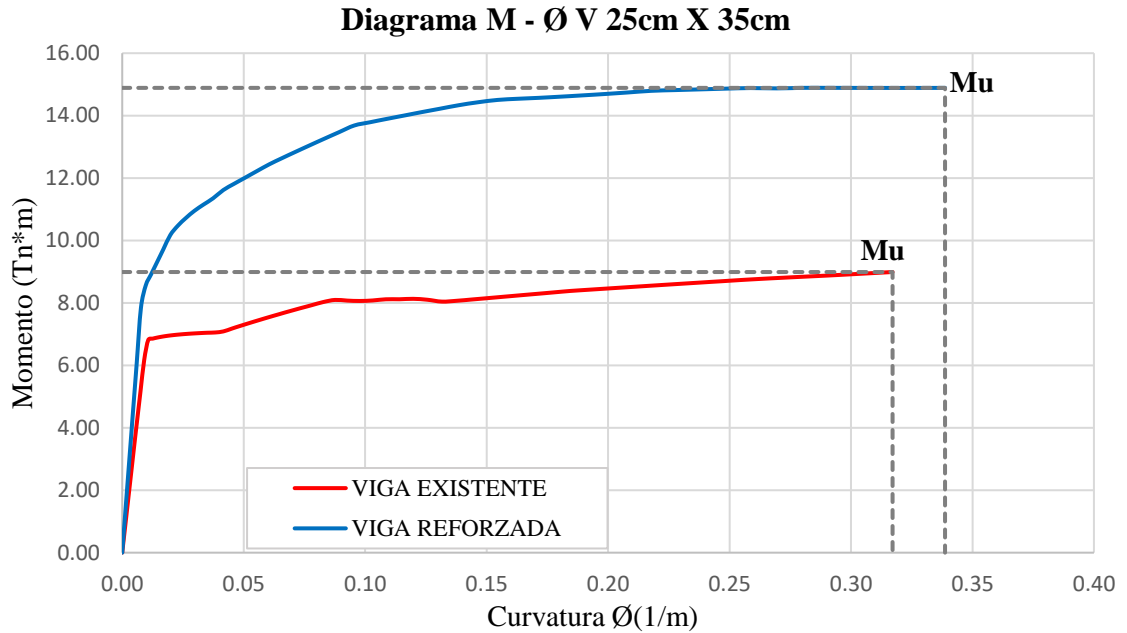


**Fuente:** SAP 2000



Se realiza el grafico Momento – Curvatura de las dos secciones analizadas con el fin de obtener el comportamiento de las vigas, la capacidad de ductilidad, la capacidad máxima a flexión y verificar estos valores con la demanda de la edificación.

**Figura 142:** Diagrama momento-curvatura de la viga V 25cm x 35cm con SAP2000



**Fuente:** Freddy Pimbo

En la figura 142 se puede observar un aumento considerable de la resistencia de la viga, con un momento ultimo de 8.98 Ton\*m y 14.88 Ton\*m para la viga existente y la viga reforzada respectivamente, donde el elemento falla y llega al colapso, el concreto pierde la capacidad en compresión y el acero falla.

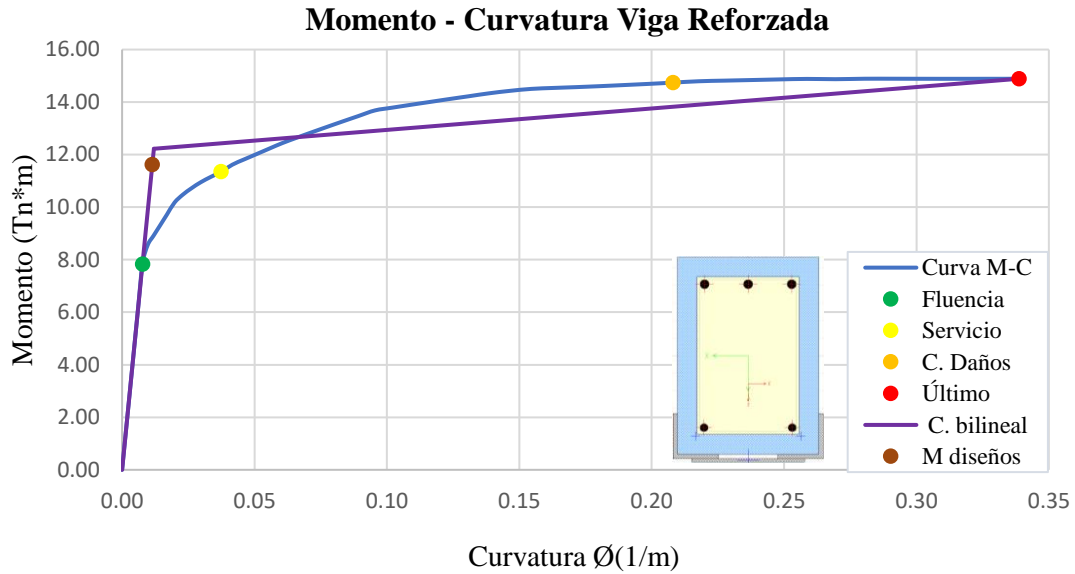
A continuación, se presenta el diagrama del momento curvatura con la idealización bilineal de la viga reforzada con los límites de deformación y se calculó la ductilidad local con el encamisado de acero.

**Tabla 83:** Límites de deformación - Viga Reforzada N+3.24

<b>Límites de Deformación</b>		
<b>Limite</b>	<b>Ø(1/M)</b>	<b>M (Tn*M)</b>
Fluencia	0.0077	7.8400
Servicio	0.0374	11.3516
C Daño	0.2080	14.7414
Último	0.3387	14.8888
<b>Ductilidad</b>		9.0561

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 143:** Idealización Bilineal y límites de deformación - Viga Reforzada N+3.24



**Fuente:** Freddy Pimbo

De la figura anterior determina que el momento de diseño para las vigas del nivel N+3.24 con el encamisado de acero se encuentran en rango de fluencia y de servicio de la curva Bilineal lo que significa que el elemento reforzado presenta la capacidad adecuada para soportar la demanda. La sección reforzada también presenta alta ductilidad de 9.05 la cual garantiza una adecuada distribución de momentos.

Para el piso del Nivel N+6.48 y N+9.72 se requiere más capacidad para soportar el momento de diseño por lo que se utilizar mayores dimensiones, se debe utilizar un ángulo de 80 mm de longitud con un espesor de 10 mm, y una platina de longitud de 19 mm y un espesor de 6 mm.

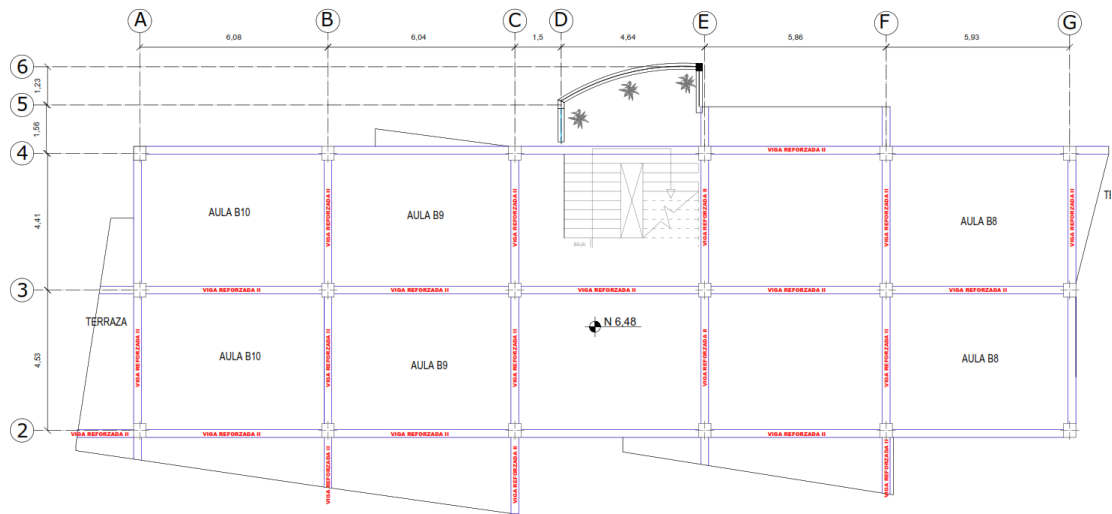
En la siguiente figura se indica las vigas que van a hacer reforzada del piso de nivel N+6.48 y N+9.72.

**Tabla 84:** Momento de Diseño y refuerzo por momento de la viga más demanda del piso N+6.48 y N+9.72.

	Momento de diseño - (ton-m)	Momento de diseño + (ton-m)	Refuerzo momento - (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo momento + (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo mínimo (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo requerido (cm <sup>2</sup> )
Superior (+2 ejes)	-13.3852	-	13.7	0	2.6	13.7
Inferior (-2 ejes)	-	6.693	2.1	6.3	2.6	6.3

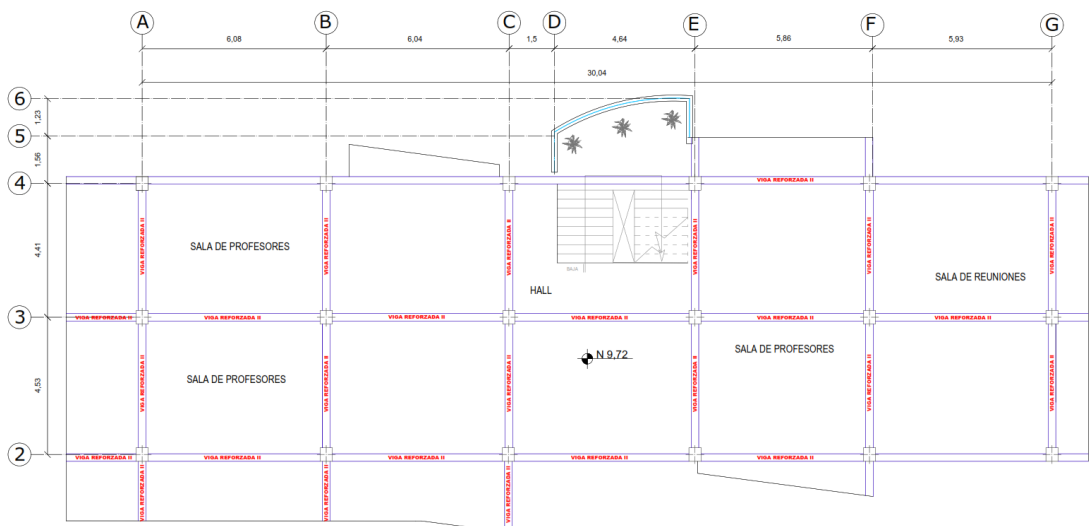
**Fuente:** ETABS 2016

**Figura 144:** Viga reforzada del nivel N+6.48



**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 145:** Viga reforzada del nivel N+9.72



**Fuente:** Freddy Pimbo

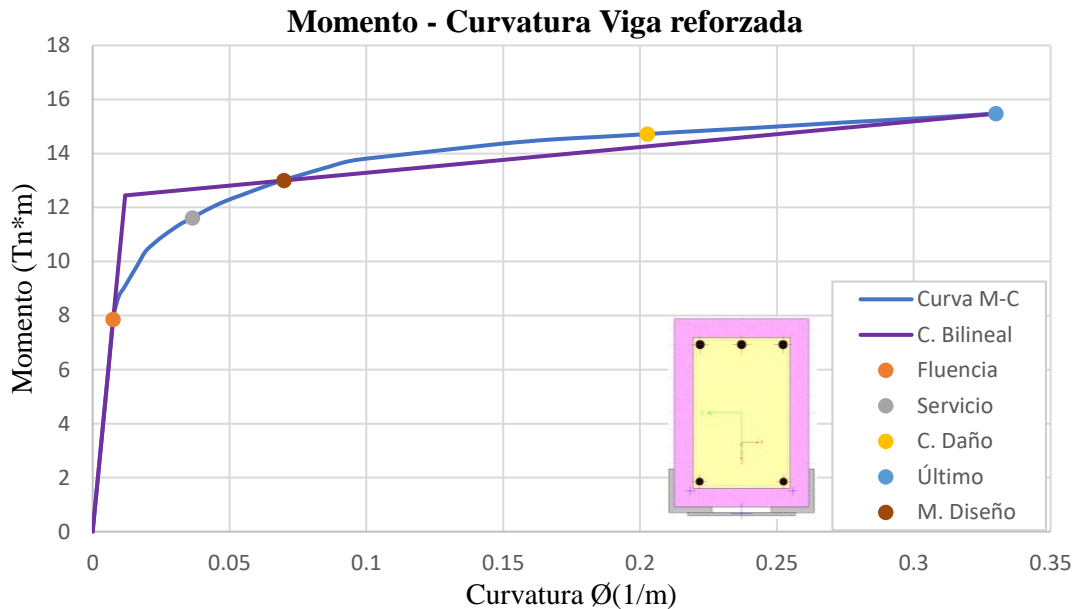
De igual manera se realiza en análisis en el programa SAP 2000 para obtener el diagrama de momento curvatura y determinar la capacidad de la viga con la colocación del encamisado.

A continuación, se presenta el diagrama del momento curvatura con la idealización bilineal de la viga reforzada con los límites de deformación y se calculó la ductilidad local con el encamisado de acero.

**Tabla 85:** Límites de deformación - Viga Reforzada N+6.48 y N+9.72.

Límites de Deformación		
Límite	$\emptyset(1/M)$	M (Tn*m)
Fluencia	0.0075	7.8595
Servicio	0.0365	11.6175
C Daño	0.2026	14.7192
Último	0.3300	15.4758
<b>Ductilidad</b>		9.04

**Figura 146:** Idealización Bilineal y límites de deformación - Viga Reforzada N+6.48 y N+9.72



**Fuente:** Freddy Pimbo

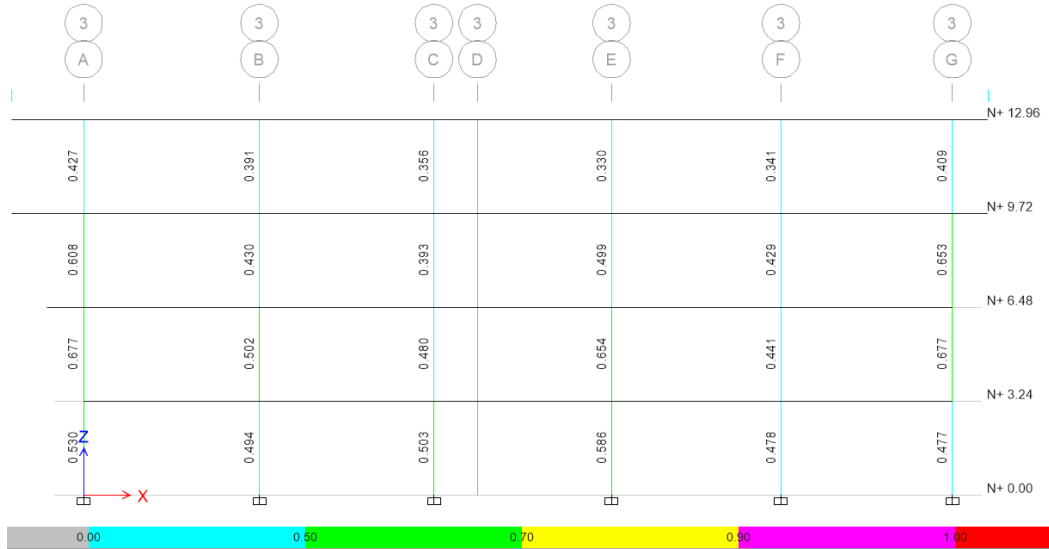
De la figura anterior determina que el momento de diseño para las vigas del nivel N+3.24 con el encamisado de acero se encuentran en rango de servicio de la curva Bilineal lo que significa que el elemento reforzado presenta la capacidad adecuada para soportar la demanda. La sección reforzada también presenta alta ductilidad de 9.04 la cual garantiza una adecuada distribución de momentos.

- **Chequeo de Columnas**

Se verifica la demanda/capacidad de todas las columnas con los datos asignados de acero con una cuantía de 1.34% y el comportamiento que presenta con el reforzamiento. En las siguientes figuras se observa el pórtico más demandado, al verificar la demanda/capacidad las secciones presentan valores menores a 1,

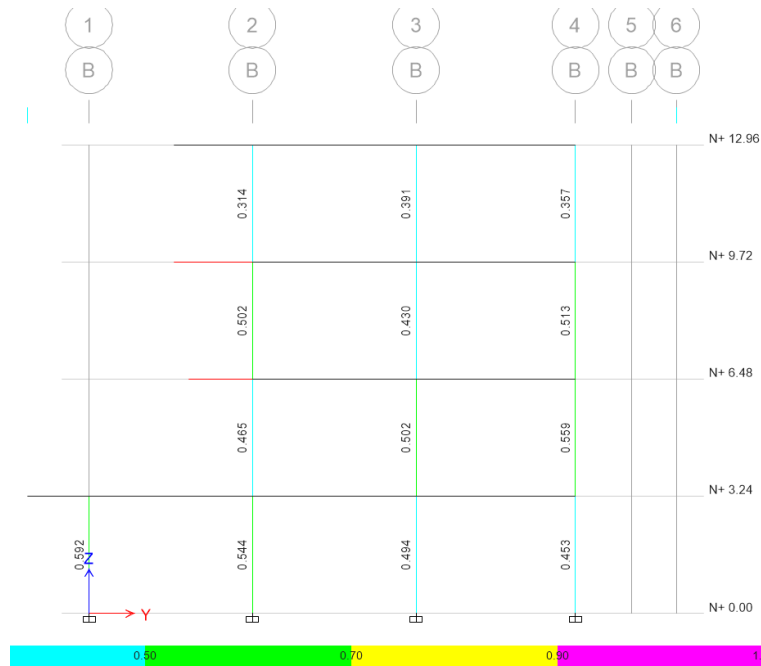
determinando que las secciones transversales son suficientes para la sollicitación de la demanda de la estructura.

**Figura 147: Demanda / Capacidad Eje 3**



Fuente: ETABS 2016

**Figura 148: Demanda / Capacidad Eje F**



Fuente: ETABS 2016

### Diagrama de Interacción

Se realiza los diagramas de interacciones que representa la combinación de momentos y carga axial actuante, que producen el fallo de la columna, permite comprobar si las cargas aplicadas serán soportadas de una manera adecuada.

**Tabla 86:** Resumen de diseño de columna

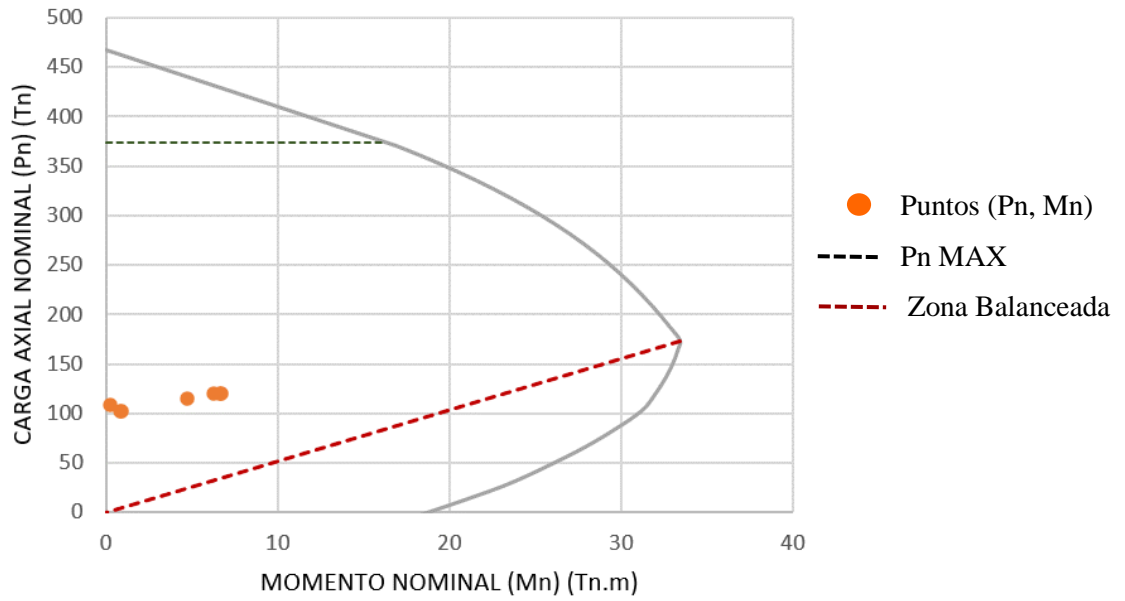
<b>Detalles del elemento Columna</b>						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+3.24	C11	C 45x40	3.24	0.4	0.45	0.048
<b>Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para <math>P_u</math>, <math>M_{u2}</math>, <math>M_{u3}</math></b>						
Diseño $P_u$ (ton)	Diseño $M_{u2}$ (ton-m)	Diseño $M_{u3}$ (ton-m)	Mínimo $M_2$ (ton-m)	Mínimo $M_3$ (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
119.32	-6.6391	3.4292	3.250	3.4292	1.34	0.586

**Fuente:** Freddy Pimbo**Tabla 87:** Carga y Momentos Resistentes dirección Eje X

<b>Punto</b>	<b>P (Ton)</b>	<b>M3 (Ton-m)</b>
1	370.9052	0
2	370.9052	12.8599
3	340.6538	20.0464
4	288.0193	25.5955
5	231.393	29.6711
6	165.6078	32.7897
7	121.7533	31.607
8	75.6028	28.5275
9	21.3457	22.2127
10	-34.8487	12.6887
11	-101.3544	0

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 149:** Diagrama de Interacción Dirección eje X



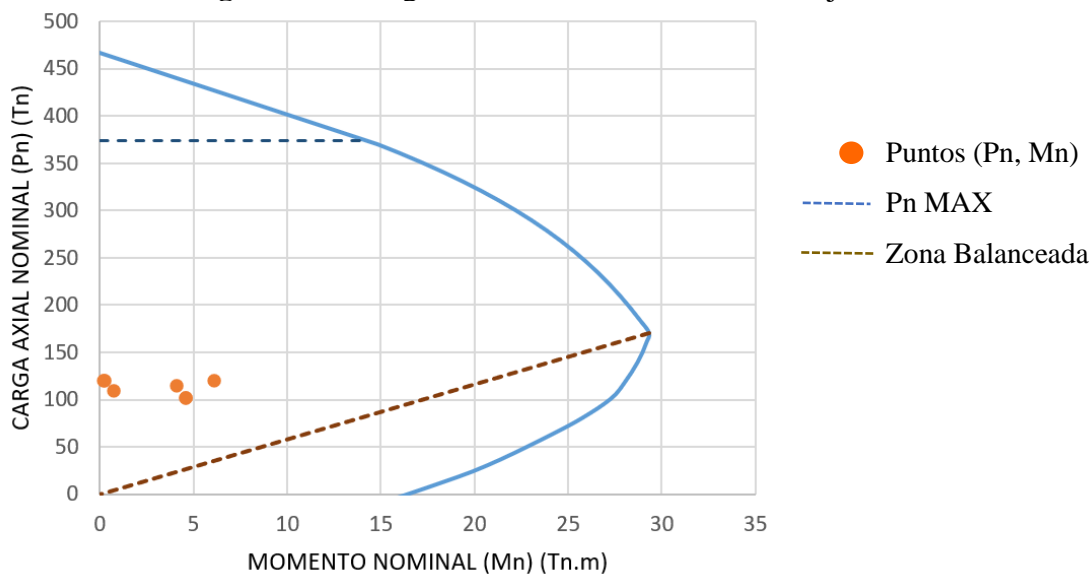
**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 88:** Carga y Momentos Resistentes dirección Eje Y

Punto	P (Ton)	M3 (Ton-m)
1	370.9052	0
2	370.9052	11.5176
3	340.1259	17.6573
4	286.8497	22.5426
5	229.4162	26.0723
6	162.4367	28.7102
7	118.8997	27.5891
8	70.9946	24.4555
9	16.8399	18.7812
10	-42.3798	9.9497
11	-101.3544	0

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 150:** Diagrama de Interacción Dirección eje Y



**Fuente:** Freddy Pimbo

Como se observa en los diagramas de interacciones de la columna los valores de carga axial y momento obtenidos de las combinaciones de carga se encuentra dentro de la curva soportando dichas solicitaciones, también se encuentran por encima de la zona balanceada presentando un comportamiento a compresión, donde la falla se produce por aplastamiento del hormigón y la tensión del acero es menor a la tensión de fluencia, por lo tanto, presenta un buen comportamiento.

### 3.1.4.3. Análisis No lineal con la implementación del Reforzamiento.

Para realizar el análisis estático no lineal de la estructura reforzada se realizó con el mismo proceso de la sección 3.1.3. para obtener la curva de capacidad necesaria para determinar el desempeño de la estructura.

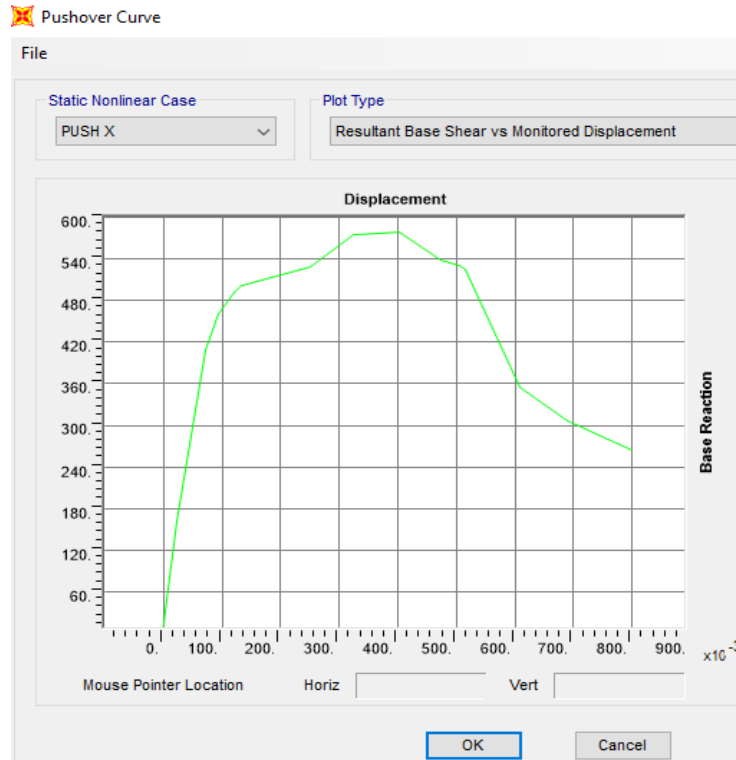
#### Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal se obtuvo la curva de capacidad que relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura.

En la figura 153 se presenta la curva de capacidad para los dos sentidos de análisis. Para el sentido X tiene un cortante último de 574.89 ton con un desplazamiento de 32.34 cm, la estructura empieza a fluir con desplazamiento de 7.27 cm con un cortante de 453.28 ton. Para el sentido Y un cortante basal ultimo de 529.28 ton con un desplazamiento de 27.60 cm, empieza a fluir con un desplazamiento 6.55 cm y cortante de 407.37 ton.

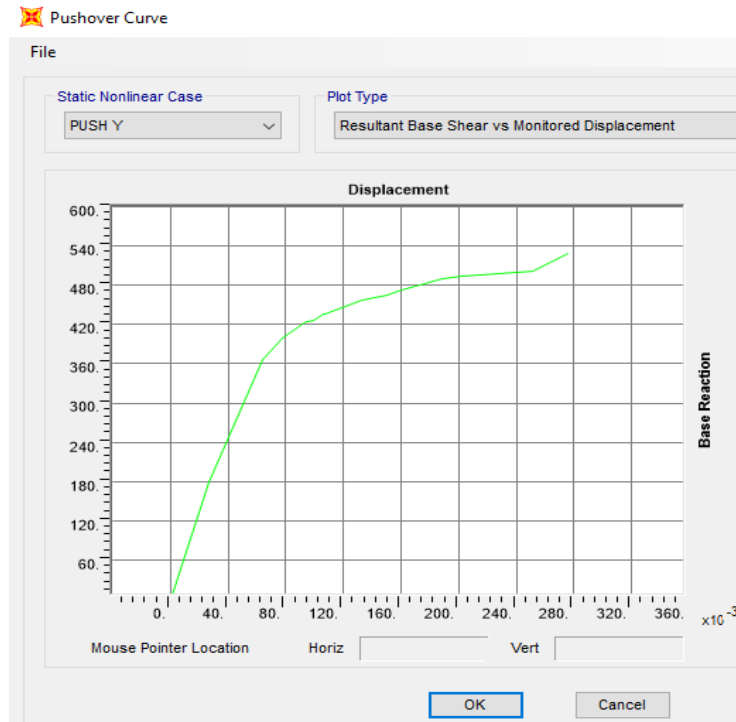


**Figura 151:** Curva de Capacidad, Sentido X



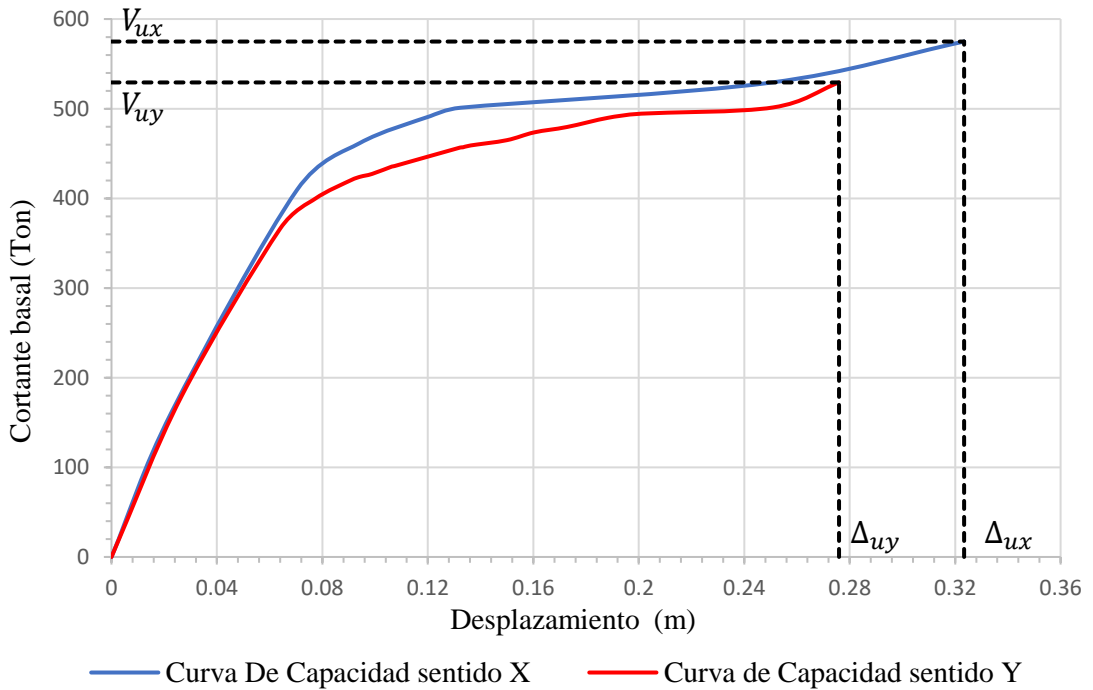
Fuente: SAP 2000

**Figura 152:** Curva de Capacidad, Sentido Y



Fuente: SAP 2000

**Figura 153:** Curva de capacidad Estructura reforzada

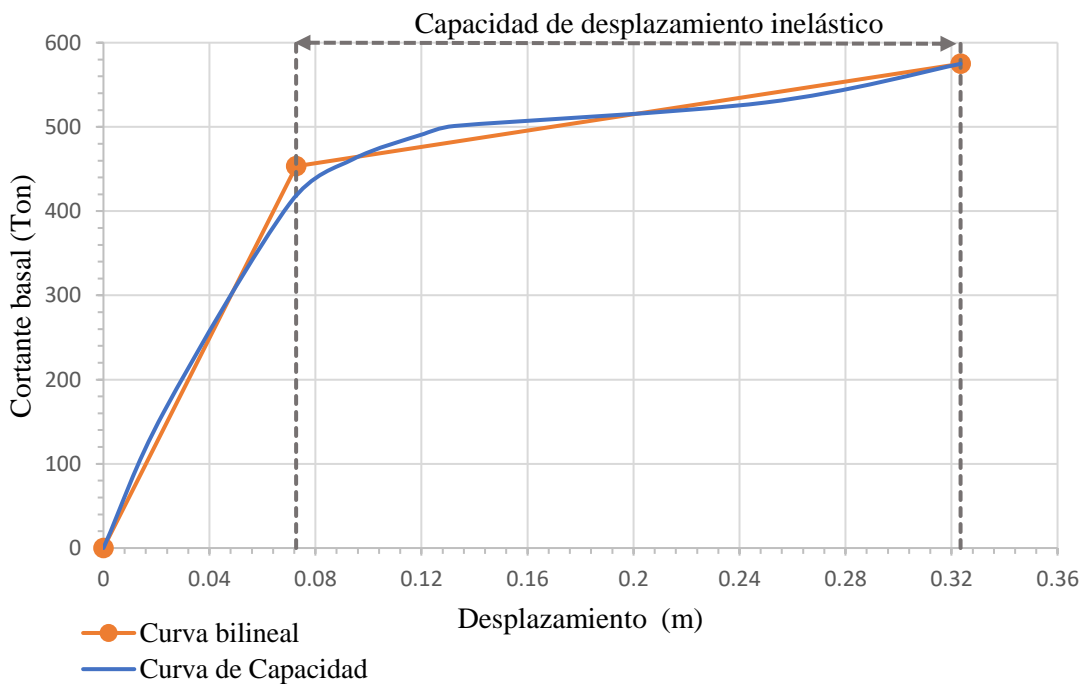


**Fuente:** Freddy Pimbo

**Representación bilineal de la curva de capacidad**

La representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Se procede con el método propuesto por la FEMA 356.

**Figura 154:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X



**Fuente:** Freddy Pimbo

- **Dirección X**

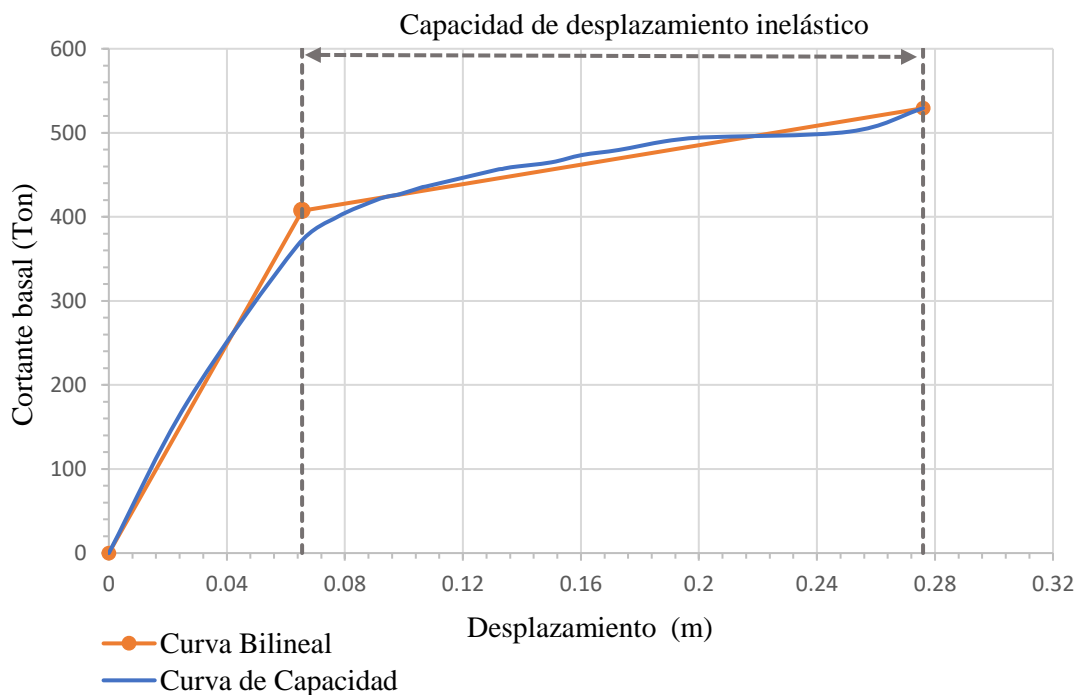
Desplazamiento ultimo  $(D_u, V_u) = (0.3234 \text{ m}, 574.891 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (0.0727 \text{ m}, 453.28 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva:  $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 * 453.28}{0.0436} = 6238.9029 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial:  $K_i = 7086.324 \text{ ton/m}$

**Figura 155:** Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y



**Fuente:** Freddy Pimbo

- **Dirección Y**

Desplazamiento último  $(D_u, V_u) = (0.276 \text{ m}, 529.278 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y, V_y) = (0.0655 \text{ m}, 407.370 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva:  $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 * 407.370}{0.0411} = 6222.779 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial:  $K_i = 6742.242 \text{ ton/m}$

#### 3.1.4.4. Evaluación del desempeño sísmico

Para encontrar el punto de desempeño se procede a dividir la recta bilineal en niveles establecidos por la NEC-15 y Visión 2000, se tiene: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad a la vida y Prevención al Colapso.

Para la división se utilizará el 30% de la longitud en Ocupación Inmediata, el 30% para seguridad a la vida, el 20% para Prevención al Colapso y el 20% faltante para el Colapso.

#### Punto de desempeño

Los valores de desempeño para cada demanda sísmica se presentan en la siguiente tabla para las dos direcciones de análisis, se obtuvo los valores del software SAP 2000, el desplazamiento y fuerza de corte para cada punto de desempeño aplicando el método de la FEMA 440 Linealización equivalente.

En las siguientes tablas se presenta los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica, con sus respectivas desplazamientos y valores de cortante.

**Tabla 89:** Puntos de desempeño en la dirección X

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.094	461.570
	Ocasional	0.132	500.860
	Raro Probabilista	0.169	509.846
	Raro Determinista	0.133	501.195
	Muy Raro	0.270	541.398

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Tabla 90:** Puntos de desempeño en la dirección Y

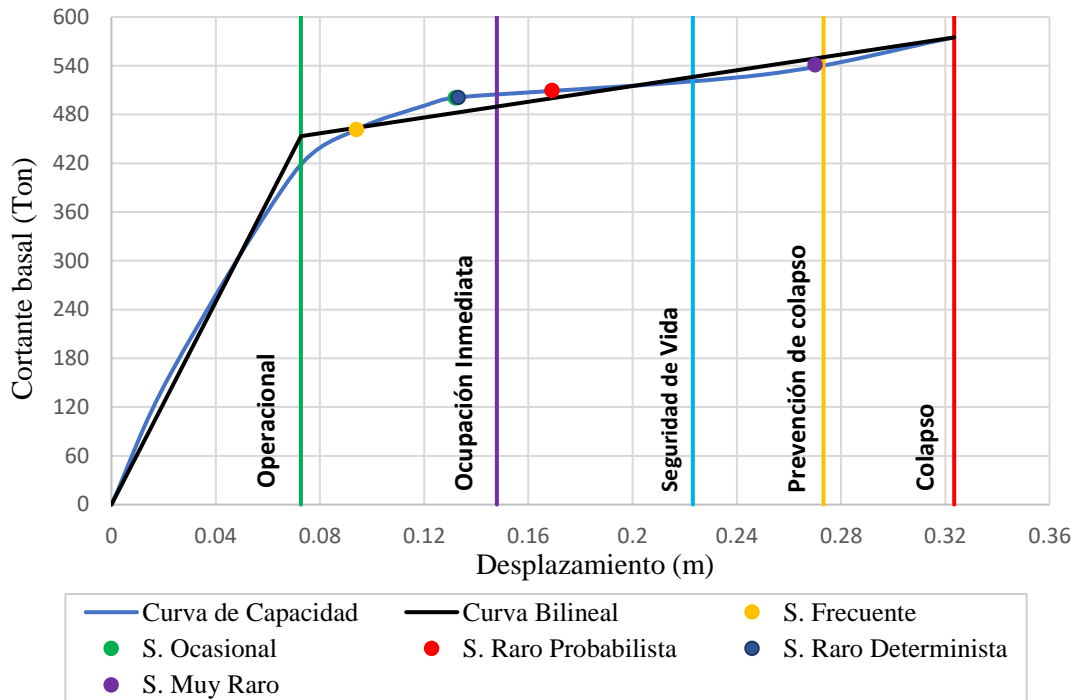
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y-Y	Frecuente	0.091	420.470
	Ocasional	0.127	452.614
	Raro Probabilista	0.166	476.548
	Raro Determinista	0.144	462.175
	Muy raro	0.238	499.543

**Fuente:** Freddy Pimbo

#### Evaluación del desempeño sísmico

Se determina la respuesta del edificio ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones de análisis.

**Figura 156:** Desempeño Sísmico en dirección X. Estructura reforzada.



**Fuente:** Freddy Pimbo

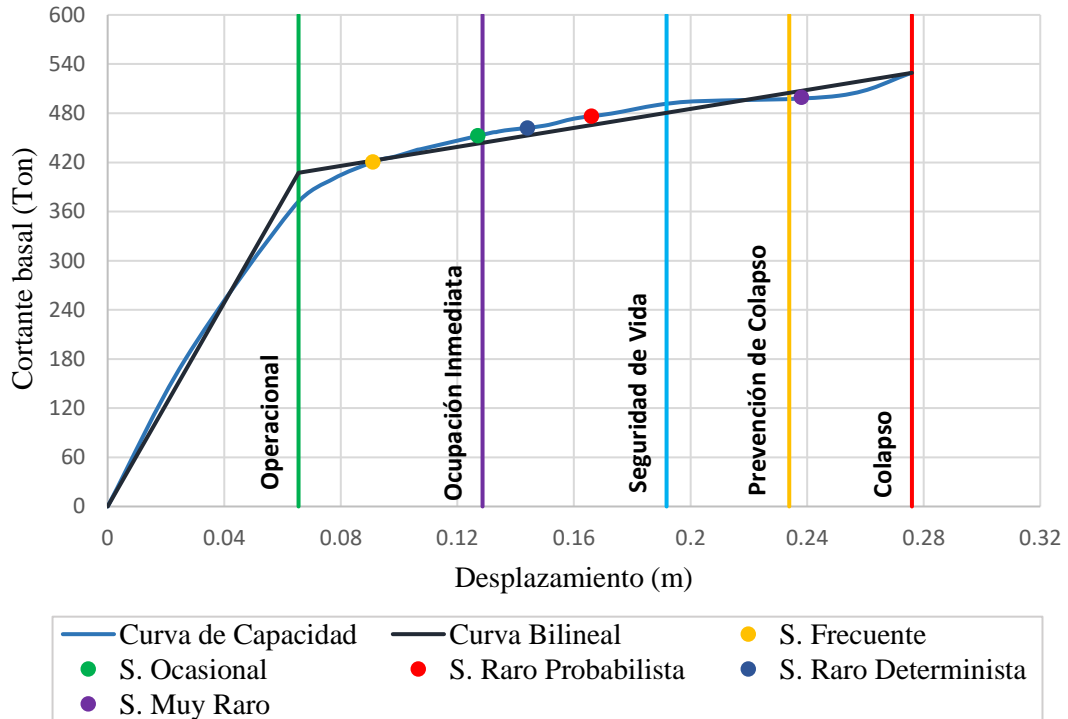
De la figura 156 se determina que para un sismo frecuente, ocasional y raro determinista el nivel de desempeño es ocupación inmediata, para un sismo raro probabilista se encuentra en el nivel de seguridad de vida y para el sismo máximo o muy raro se encuentra al borde del límite de prevención del colapso. Con los resultados se ubica los niveles de desempeño encontrados para las diferentes sollicitaciones sísmicas en la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, se lo ha representado esta matriz en la siguiente tabla:

**Tabla 91:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X.

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	<b>X</b>				
Ocasional		<b>X</b>			
Raro Probabilista			<b>X</b>		
Raro Determinista			<b>X</b>		
Muy Raro				<b>X</b>	
<b>X</b>	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Figura 157:** Desempeño Sísmico en dirección Y. Estructura reforzada.



**Fuente:** Freddy Pimbo

De la figura 157 se determina que para un sismo frecuente y ocasional el nivel de desempeño es ocupación inmediata, para un sismo raro probabilista y determinista se encuentra en el nivel de seguridad de vida y para el sismo máximo o muy raro se encuentra al borde del límite de prevención del colapso y al inicio del colapso.

**Tabla 92:** Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro Probabilista			X		
Raro Determinista			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

**Fuente:** Freddy Pimbo

Con los resultados presentados en la tabla 91 y 92 se comprueba que la estructura reforzada trabaja satisfactoriamente cumpliendo los objetivos de Visión 2000 para las dos direcciones de análisis.

### **3.1.5. Vibración Ambiental**

Las vibraciones ambientales son producidas por causas internas y externas, entre las causas internas se menciona las originadas por actividades humanas como caminar, saltar, correr y bailar; y la operación de máquinas como ventiladores, grúas, ascensores, bombas, etc., entre las causas externas se incluyen vibraciones generadas por la influencia del viento, actividades de construcción cerca de la edificación y por el tráfico vehicular. [29]

Las vibraciones ambientales son conocidas como microtemblores, microvibraciones y ruido cultural, no se encuentra asociado a eventos sísmicos considerando su origen de forma natural. Las vibraciones producidas son de pequeñas amplitudes y de periodos entre el rango de 0.1 y 1 s. [29]

Entre los principales objetivos del análisis dinámico de edificios usando vibración ambiental se menciona los siguiente:

- Inspección de calidad de obra: realizar mediciones para poder comparar datos obtenidos en edificios recientemente construidos con los valores teóricos para el diseño y determinar posibles modificaciones relevantes entre lo construido y lo diseñado.[29]
- Inspección de daños provocados por eventos sísmicos: medir las vibraciones en estructuras afectadas por sismos para determinar la existencia de daños importantes que requiera de reparación.
- Comprobación de reparaciones y rehabilitaciones: con el objetivo de comprobar si se ha restablecido las características iniciales, con la implementación del reforzamiento.
- Control de una estructura durante su vida útil: mediciones constantes con el fin de determinar algún cambio en el comportamiento e identificar daños estructurales provocados por eventos sísmicos menores, deterioro de los materiales, asentamientos de suelo, modificaciones incorrectas en la estructuración del edificio. [29]

### **Periodo medido con vibración ambiental y sismos**

El periodo fundamental producido durante un evento sísmico tiene una gran diferencia siendo mucho mayor que el periodo obtenido usando vibración ambiental. Como diferentes investigadores lo han determinado y sus resultados se describen a continuación. [29]

Muriá-Vila (1989), estudio un edificio de hormigón armado obteniendo valores de frecuencia natural por medio de pruebas de vibración ambiental con una diferencia del 30% a comparación de los valores obtenidos por registros de eventos sísmicos.[29]

Celebi y Safak (1992), analizaron un edificio de 30 niveles ubicado en San Francisco, California, con diferencias significativas al comparar los periodos fundamentales obtenidos con el sismo de Loma Prieta con un valor de 2.63s, con las pruebas de vibración ambiental con un valor de 1.70s, con la diferencia del 55% entre los dos periodos.[29]

Midorikawa (1990), realizo un estudio a 128 edificios de entre dos y de treinta pisos recopilando información en las ciudades chilenas, determinado que el periodo fundamental en un evento sísmico es en promedio 20% mayor durante aceleraciones entre 0.6 a 2 m/s<sup>2</sup>, para las amplitudes de vibración ambiental la rigidez de los elementos no estructurales aportan a la rigidez total del edificio, en cambio dichos elementos no aportan a la rigidez con niveles mayores de amplitud en el caso de vibraciones producidas por eventos sísmicos.[29]

### **Formulas empíricas para el cálculo del periodo fundamental**

Midorikawa (1990), con los estudios realizados en 128 edificios en Chile, determinaron la siguiente expresión:  **$P = 0.05 N$**

Donde: **N** Numero de Niveles

En el mismo estudio determino para la Ciudad de México la siguiente expresión:

$$**P = 0.11 N**$$

En cambio, para la Japón:

$$**P = 0.06 N**$$

La diferencia de las expresiones se debe al sistema estructural, en Japón las estructuras típicas son a porticadas con muros de cortante, en Chile con muros de cortante y en México a porticada en su mayoría. [29]

Bard et al (1992) propone las siguientes expresiones, obteniendo la mejor relación para los edificios de acero y para las estructuras a porticadas de hormigón armado, la



frecuencia fundamental no depende del material con el que fue construido ya sea hormigón o acero sino del sistema resistente a las fuerzas laterales. [29]

**Tabla 93:** Formulas propuesta por Bard (1992)

<b>Tipo de resistencia estructural lateral</b>	<b>Formula empírica</b>
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$
A porticado	$P = 0.036 H$
Acero	$P = 0.040 H$
Muro de corte + mixto + mampostería	$P = 0.019 H$

**Fuente:** F. Espinoza (1999), Determinación de características dinámicas de estructuras.

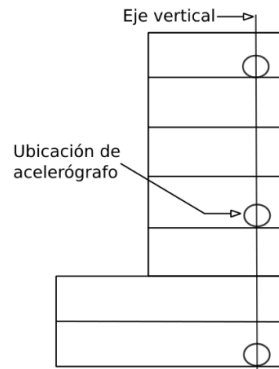
#### **Metodología para la medición de vibraciones ambientales**

Los ensayos de medición son tipo no destructivos, las vibraciones se la obtienen mediante sensores, principalmente con acelerómetros ubicados diferentes puntos específicos de la estructura de análisis, con la principal característica que se realiza in situ mediante la influencia de cargas del ambiente como el viento, microtemplores o las actividades humanas en el interior y exterior del edificio.[30]

Se utiliza dos tipos de equipos, denominado equipo portátil el cual se utiliza para diferentes edificaciones por su movilidad y operabilidad, y los equipos permanentes que son instalados en las estructuras permanente para una monitorización constante de sus características. [31]

Para la medición con equipo portátil se ubican los acelerómetros en un mismo eje vertical, en la parte superior, inferior y en la cercanía de la mitad de la altura de la estructura como se presenta en la figura 158. En cambio, para los equipos permanentes se han colocados varios años posteriores al momento de la investigación, ubicados en un mismo eje vertical. [31]

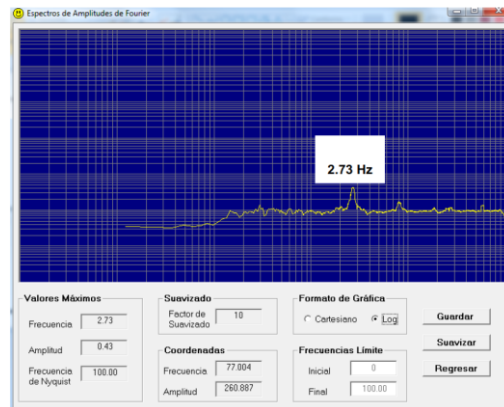
**Figura 158:** Esquema de ubicación de acelerógrafos



**Fuente:** L. Esquivel y V. Schmidt (2016).

Para la estimación del periodo natural en la dirección de análisis, obteniendo los registros de vibración ambiental se calcula utilizando la técnica de peak-picking con ayuda de software, que consiste principalmente en la aplicación de la transformada rápida de Fourier a una señal en el dominio del tiempo para transformar al dominio de la frecuencia.[31]

**Figura 159:** Espectro de Amplitudes de Fourier en dirección transversal



**Fuente:** J. Trujillo (2011). Determinación de propiedades dinámicas de sistemas físicos empleando técnicas de vibración ambiental.

En la figura 159 se muestra un ejemplo de amplitudes de Fourier y se observa la frecuencia dominante de 2.73 Hz que representa un pico importante y de gran amplitud en el espectro, con la frecuencia obtenida se calcula el periodo equivalente de 0.37s para el ejemplo del edificio. [32]

### 3.1.5.1. Comparación de periodos de vibración fundamental

Se calcula de forma aproximada el periodo fundamental del edificio usando la medición de vibración ambiental, las fórmulas empíricas utilizadas son las propuestas por Midorikawa (1990), considerando 4 niveles:

**Tabla 94:** Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Midorikawa (1990),

Ubicación	Estructuras evaluadas	Formula empíricas	Periodo fundamental
Chile	Edificios con muros de cortante	$T = 0.05 N$	0.20 seg
México	Edificios a porticados	$T = 0.11 N$	0.44 seg
Japón	Edificios a porticados con muros de cortante	$T = 0.06 N$	0.24 seg

**Fuente:** Freddy Pimbo

También se calculan con las fórmulas empíricas de Bard et al (1992), considerando la altura de  $H = 12.96$  m:

**Tabla 95:** Fórmulas empíricas de períodos fundamentales por Bard (1992)

Sistemas estructurales	Formulas empíricas	Periodo fundamental
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$	0.292 seg
A porticados	$P = 0.036 H$	0.467 seg
Acero	$P = 0.040 H$	0.518 seg
Muro de cortante + mixto + mampostería.	$P = 0.019 H$	0.246 seg

**Fuente:** Freddy Pimbo

Se realiza la comparación de los resultados obtenidos de los periodos fundamentales, con las fórmulas empíricas y con los dos modelos analíticos del software ETABS, el modelo en el estado actual y el modelo con la propuesta de reforzamiento.

**Tabla 96:** Comparación de periodos fundamentales

Sistemas estructurales	Formulas Empíricas		Modelo analítico estado actual	Modelo analítico estructura reforzada
	Midorikawa	Bard		
Muros de cortante	0.20	0.292	-	-
A porticados	0.44	0.467	0.801	-
A porticados con muros de cortante	0.24	0.246	-	0.540

**Fuente:** Freddy Pimbo

De la tabla anterior se puede concluir que el periodo de vibración fundamental obtenido por el modelo analítico de la estructura actual es un 55% mayor que el

obtenido por las fórmulas empíricas utilizando vibración ambiental y con el modelo analítico con el reforzamiento un 45% mayor.

### 3.1.5.2. Análisis de la frecuencia fundamental de la estructura

Para estimar la vulnerabilidad estructural se propone a partir de la relación H/T, es un índice de rigidez que tiene unidades (m/s), el parámetro decisivo es **T**, es decir el periodo de vibración de la estructura que se obtiene experimentalmente.

En términos generales Guendelman & Lindenberg (1997) señalan que los valores de H/T dan como indicadores de rigidez clasificando a las estructuras de acuerdo con la siguiente tabla:

**Tabla 97:** Indicadores de rigidez

Relación H/T	Índice
$H/T < 20$	Demasiado flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Demasiado rígido

**Fuente:** Guendelman & Lindenberg (1997)

De acuerdo con el estudio de Morino y Astroza (2002), en el análisis de estructuras después del sismo del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar, se puede estimar el daño en función del parámetro H/T como se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla 98:** Nivel de daño esperado en función de H/T

Parámetro H/T (m/s)	Nivel de daño
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

**Fuente:** Moroni y Astroza, 2002

Es posible observar que en la tabla 98, no se presenta estimaciones de daños en estructuras de valores H/T menores a 30; no obstante, es lógico suponer que los daños serán mayores en los elementos estructurales y no estructurales, por ejemplo, Guendelman et al (1997) indica que valores inferiores a 20 m/s suponen una estructura muy flexible y probablemente presentara problemas de cumplimiento de disposiciones de desplazamiento como se fijan en las normas de diseño sísmico. Según Cevallos et

al (2018), en estructuras con valores de H/T de 10 o menos se puede producir daño excesivo y hasta probablemente colapso.

En la siguiente tabla se calculó el parámetro H/T para clasificar a la estructura con el periodo obtenido de las fórmulas empíricas y el periodo obtenido de los análisis de la estructura actual y la estructura reforzada para verificar su vulnerabilidad sísmica.

**Tabla 99:** Clasificación de estructuras en función del parámetro H/T

Método de análisis	Periodo de Vibración		Parámetro H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
	A porticados	A porticados con muros de cortante			
Formulas Empíricas	0.44	-	29.45	Flexible	Daños estructurales moderado
Formulas Empíricas	-	0.24	54.00	Normal	Daño no estructural
Estructura actual	0.801	-	16.18	Demasiado flexible	Daño excesivo probablemente colapso
Estructura reforzada	-	0.540	24.07	Flexible	Daños estructurales moderado

**Fuente:** Freddy Pimbo

El periodo calculado por la formulas empíricas basados en vibraciones ambiental con la relación de H/T se encuentra en el rango de una estructura flexible para estructuras a porticadas y para la estructura a porticada con muros en el rango de normal.

Con el periodo de vibración de la estructura en su estado actual con la relación H/T se clasifica como **demasiado flexible** con daños excesivos y probablemente el colapso, esto fue verificado con el análisis lineal resultando derivas superiores al 2% y problemas de torsión y con el análisis estático no lineal con niveles de desempeño cerca del colapso, con un alto grado de vulnerabilidad.

Para la estructura reforzada se clasifica en rango **flexible**, según los índices de rigidez, es decir que posiblemente presentara problemas para cumplir con las disposiciones de desplazamiento que fijan las normas de análisis y diseño sísmico y se producirán ciertos daños en elementos no estructurales, No obstante, se verifico con el análisis lineal cumpliendo con la capacidad necesaria para soportar las disposiciones de desplazamiento con derivas menores al 2%, con un bajo grado de vulnerabilidad.

Los parámetros presentados en la tabla 97 y 98 representan un buen valor referencial para conocer de manera simplificada el estado de la estructura y se puede emplear para realizar evaluaciones rápidas de vulnerabilidad estructural, posteriormente en base a estos resultados se puede considerar análisis más detallados en las estructuras para verificar su estado.

### **3.2 Verificación de hipótesis**

Con el análisis realizado aplicando las metodologías descritas en el presente trabajo, el edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica presenta diferentes grados de vulnerabilidad en función del análisis que se realiza, con el método cualitativo por medio de la evaluación visual se determinó un grado de vulnerabilidad medio, a comparación del método cuantitativo con el análisis más detallado presentando un grado de vulnerabilidad alto y posible riesgo de colapso, con la propuesta de reforzamiento con implementación de los muros de corte y el encamisado de acero para vigas se logró mejorar el comportamiento de la estructura manteniendo el diseño actual de las columnas.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1 Conclusiones

- De los ensayos realizados in situ se concluye que: en el ensayo del esclerómetro se determinó la resistencia a la compresión del hormigón con un valor de 241.91 kg/cm<sup>2</sup>, y con el ensayo de penetración estándar (SPT) según lo establecido en la normativa ecuatoriana NEC-2015 con los resultados del número de golpes que se encuentra entre el intervalo  $50 > N \geq 15$  y la velocidad de onda de corte entre 360 m/s  $> V_s \geq 180$  m/s, con una velocidad promedio de 293.35 m/s, se clasifica el suelo del lugar de estudio como tipo D y según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se clasifica como un SM (Arena limosa mal graduada).
- De la evaluación visual rápida, se determinó como resultado final aplicando la metodología FEMA 154 una puntuación de 0.6 y con la metodología de la NEC 2015 un valor de 2.2, concluyendo que la edificación tiene un grado de vulnerabilidad media, los parámetros que afectan a la puntuación son las irregularidades en elevación, la presencia de columna corta y el tipo de suelo D, la estructura no presenta grietas o fisuras en sus elementos estructurales y no estructurales.
- Del análisis lineal de la estructura en condiciones actuales, se concluye que la edificación no cumple con el chequeo del periodo fundamental, calculando un valor del periodo 0.801 seg siendo mayor al 30% del periodo calculado por el método 1 establecido en la normativa NEC 2015; en el chequeo de la torsión el edificio presenta un comportamiento torsional en el primer y segundo modo de vibración superando el 30% de la participación rotacional permitida; se determinó las derivas de piso para cada dirección de análisis concluyendo que las derivas inelásticas superan el 2% en la mayoría de los pisos con un valor máximo de 3.49% para el piso de nivel N+6.48 para la dirección Y, concluyendo que el edificio es muy flexible y se debe realizar un reforzamiento.
- Del chequeo de las vigas, el acero requerido es de 19.1 cm<sup>2</sup> para el elemento más demandado de la edificación siendo superior al acero máximo de 9.52 cm<sup>2</sup> calculado para las dimensiones de 25cm x 35cm, concluyendo que las vigas

presentan un diseño sub – dimensionado fallando a flexión, incapaces de soportar la demanda de la estructura.

- Al verificar la demanda/capacidad de todas las columnas, se concluye que las secciones del primer piso fallan debido a que la relación de capacidad supera el límite permitido, presentando valores de 1.26 siendo mayor a 1, la sección requiere un 26% más de capacidad para cumplir con la demanda, la sección transversal actual de columna es insuficiente para las solicitaciones de carga presentando falla a flexión producto de las fuerzas sísmicas y las derivas excesivas.
- Del análisis estático no lineal, se determinó la curva de capacidad para cada dirección de análisis, concluyendo para la dirección X el edificio no cumple con los niveles de desempeño esperados por el Comité Visión 2000, ya que se espera para un nivel de amenaza sísmica raro un nivel de desempeño seguridad de vida y no prevención de colapso como se presenta en el análisis, de la misma manera para el sentido Y se generan más daños ya que tiene dos niveles de desempeño en el colapso de la estructura. Las normativas establecen que las estructuras deben cumplir con un nivel de desempeño de seguridad de vida y prevenir el colapso de estas.
- Se plantea dos tipos de reforzamiento; el reforzamiento a nivel estructura con la implementación de muros de corte, de la misma forma se realizó el chequeo establecido por la normativa NEC 2015, determinando un periodo fundamental de 0.540 seg siendo menor al 30% del periodo calculado por el método 1, se ubicaron los muros de forma que las plantas de cada piso presenten un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración solucionado el problema de torsión en planta; en el chequeo de derivas de piso se concluye que las derivas inelásticas en la dirección X y Y son menores al 2% con un valor máximo de 1.59% para el piso del nivel N+9.72 para la dirección Y.
- Con el reforzamiento mediante los muros de corte se verifico la demanda/capacidad de las columnas obteniendo valores menores a 1, concluyendo que la sección transversal es capaz de soportar las solicitaciones de la demanda de la estructura, por lo que no realizo ningún reforzamiento permaneciendo en su estado actual.
- Se plantea un reforzamiento a nivel local para las vigas, por la insuficiente capacidad de soportar las cargas fallando a flexión, por lo que se propuso un



reforzamiento con el encamisado de acero formado por una armadura de ángulos y platinas, aportando la capacidad necesaria para soportar las cargas solicitantes.

- Del análisis estático no lineal considerando el reforzamiento de la estructura se concluye un aumento de la capacidad de resistencia, comprobando que la estructura reforzada trabaja satisfactoriamente cumpliendo los objetivos de Visión 2000 para las dos direcciones de análisis.
- Se puede concluir que el periodo de vibración fundamental obtenido por el modelo analítico de la estructura actual es un 55% mayor que el obtenido por las fórmulas empíricas utilizando vibración ambiental y con el modelo analítico con el reforzamiento un 45% mayor.
- En base a los periodos de vibración de la estructura en su estado actual y de acuerdo con el criterio H/T se clasificó inicialmente para la estructura en el rango de rigidez demasiado flexible, verificando con el análisis más detallado y comprobando que la estructura tiene un alto grado de vulnerabilidad.

#### **4.2 Recomendaciones**

- Utilizar el equipo de escaneo de aceros con mayor precisión con el objetivo de tener un levantamiento más detallado del acero de refuerzo para mejorar el análisis.
- Con la implementación del reforzamiento se debe verificar la correcta adherencia entre el hormigón nuevo con el antiguo, de igual manera el acero que se integra en los elementos estructurales, con una buena unión con la utilización de aditivos y epóxico.
- Se recomienda en estructuras que presentan problemas de flexibilidad utilizar la implementación de muros de corte, ya tienen el objetivo de aportar gran rigidez, también tener en cuenta la ubicación de cada muro ya que podría generar irregularidades generando torsión en la estructura.
- Realizar el mismo estudio para determinar el comportamiento del estado actual de los demás edificios de cada facultad que conforman la Universidad Técnica de Ambato.
- Investigar más opciones de reforzamiento para obtener estrategias más factibles y económicas, debido a la complejidad de algunos métodos y la necesidad de tener mano de obra calificada.

- Realizar evaluaciones y rehabilitaciones a estructuras antiguas y las que se construyeron de forma informal y para evitar grandes daños y pérdidas humanas durante un evento sísmico.
- Realizar mediciones de vibraciones ambientales con acelerómetros para comprobar los resultados obtenidos por las fórmulas empíricas y los análisis lineales.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NEC-15, “Guia 5 Evaluacion Y Rehabilitacion de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, pp. 1–185, 2015.
- [2] FEMA 154, *Detección visual rápida de edificios para detectar posibles riesgos sísmicos*, Third., no. January. Washington, D.C., 2015.
- [3] D. A. J. Cabezas, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE RE, 2015),” Universidad Central del Ecuador, 2016.
- [4] A. Perez Mundaca, “Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos,” Universidad César Vallejo, 2019.
- [5] D. A. Chango García, “Análisis teórico experimental de la variación del periodo fundamental durante el proceso de construcción de un edificio de acero,” Escuela Politécnica Nacional, 2016.
- [6] P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, “Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 26, no. 94, pp. 1–26, 2016, doi: 10.18867/ris.94.274.
- [7] Instituto Geofísico EPN, “Terremoto del 5 de agosto de 1949 - Instituto Geofísico - EPN,” 2013-08-05, 2013. <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>.
- [8] R. Aguiar and A. Rivas, *Microzonificación Sísmica De Ambato*, Primera Ed. 2018.
- [9] J. Giner, *Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V.*, Club Unive. Alicante, 2001.
- [10] B. Benito and E. Jiménez, “Peligrosidad Sísmica,” *Física la tierra*, no. 11, pp. 13–47, 1999.
- [11] NEC-15, *Norma ecuatoriana de la construcción peligro sísmico diseño sismo resistente*. 2015.
- [12] J. A. Rodriguez, “Evaluación de Métodos No Convencionales de Caracterización Geotécnica,” *Pontif. Univ. Javeriana*, pp. 1–97, 2011.
- [13] P. Tenesaca, E. Aguacando, W. Zambrano, and C. Cabrera, “Análisis de velocidades de ondas de corte y periodos de vibración del suelo. Ciudad de Machala,” in *II Congreso internacional de ciencia y tecnología*, 2017, pp. 440–

449.

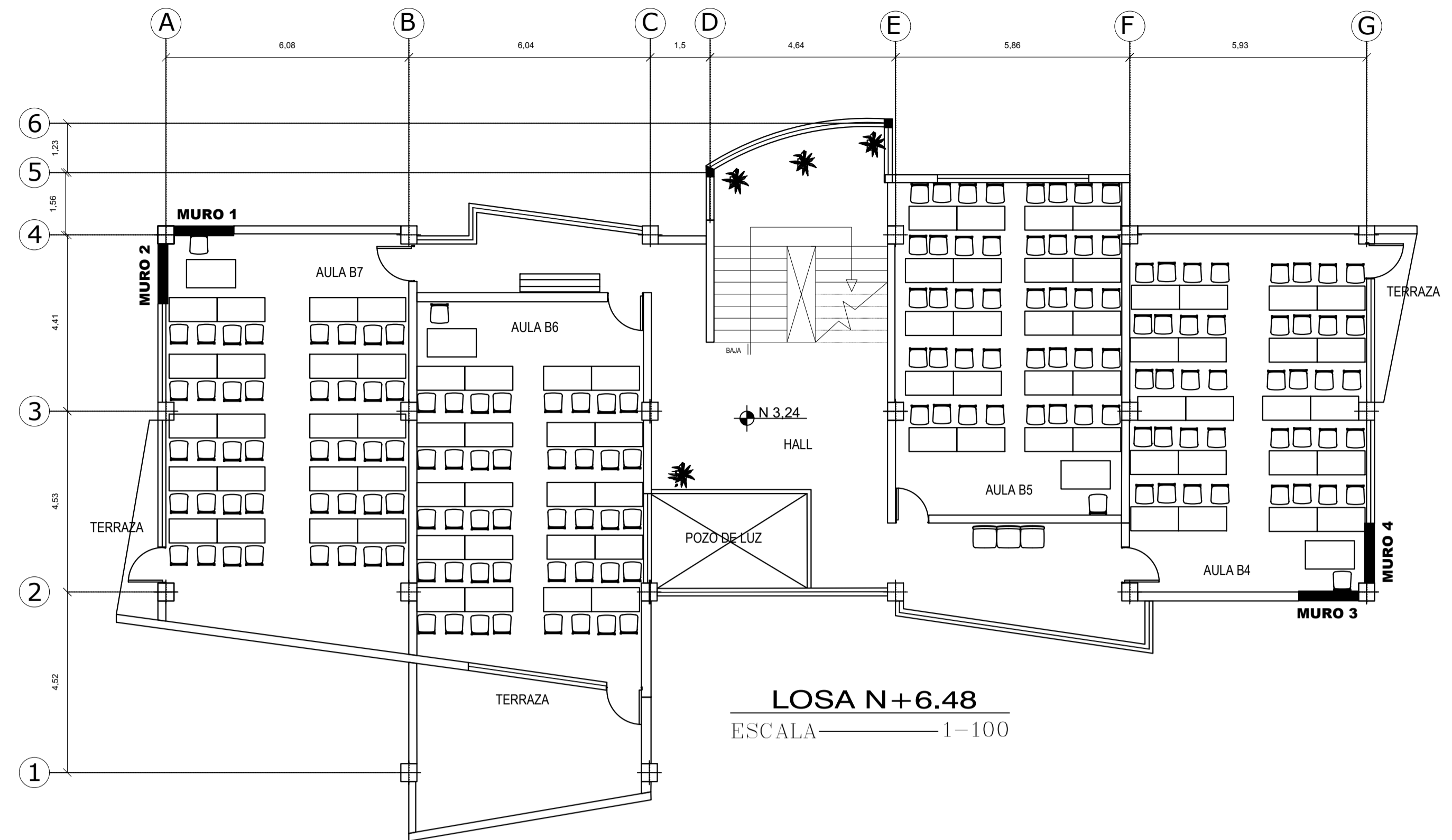
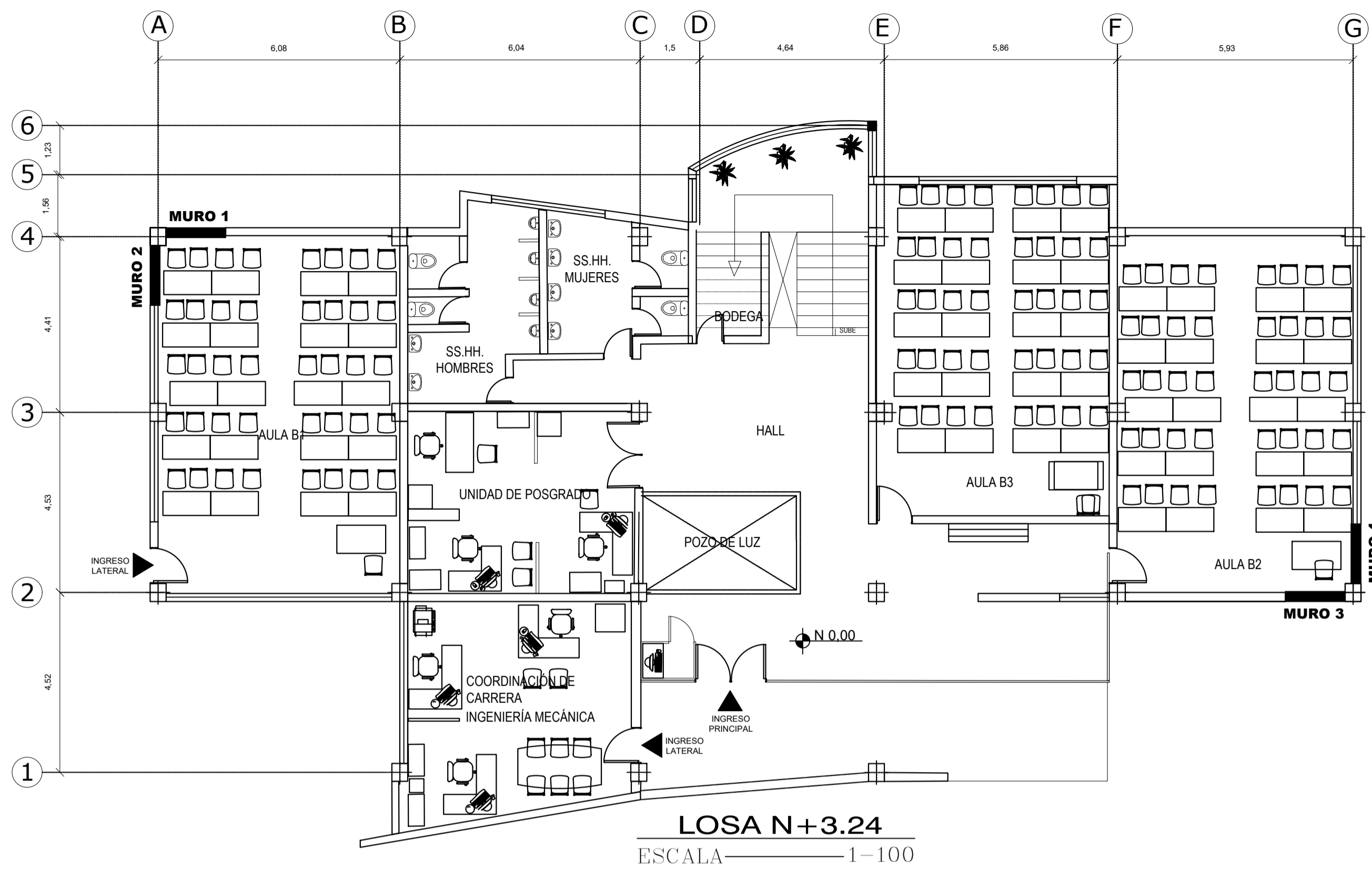
- [14] U. M. Hernández, “Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas,” Universidad Politécnica de Cataluña, 2002.
- [15] S. Safina Melone, “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones ensensiales. Análisis de su contribución al riesgo,” Universidad Politécnica de Cataluña, 2002.
- [16] O. Organización Panamericana de la Salud, *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud* *F undamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C., 2004.
- [17] O. R. Ponce, “Análisis sistemático de metodologías empleadas para la medición cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de estructuras,” Universidad Cooperativa de Colombia. Sede SantaMarta., 2019.
- [18] S. Arango and A. Paz, “Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica.,” *Rev. EIA*, no. August 2015, 2009, [Online]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/41816267\\_Propuesta\\_metodologica\\_para\\_la\\_evaluacion\\_del\\_desempeno\\_estructural\\_de\\_una\\_estanteria\\_metalica](https://www.researchgate.net/publication/41816267_Propuesta_metodologica_para_la_evaluacion_del_desempeno_estructural_de_una_estanteria_metalica).
- [19] ASCE 41-13, “Evaluación sísmica y modernización de edificios existentes,” in *Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014, p. 555.
- [20] E. Cesar, M. Martinez, and J. Santamaria, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador,” Universidad de El Salvador, 2017.
- [21] O. González and M. Herrera, “Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos,” *Rev. Ciencias Técnicas Agropecu.*, vol. 22, no. 3, pp. 75–80, 2013.
- [22] Y. Mieles, E. Castañeda, and A. Caneiro, “Hormigón armado con nudos híbridos mediante el empleo de gráficos momento-curvatura,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 21, pp. 45–59, 2016.
- [23] D. Bakaleiko and F. Detke, “Técnicas de simulación numérica para estructuras de hormigón armado.,” *Investig. Desarro. Tecnológico*, p. 13, 2016.
- [24] C. Velásquez, “Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas,” Universidad Politécnica de

- Catalunya, 2017.
- [25] ATC 40, *Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de hormigón.*, vol. 1. California, 1996.
- [26] R. (Rosangel) Moreno González, L. G. (Luis G. Pujades, and A. C. Aparicio Bengoechea, “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona,” *TDX (Tesis Dr. en Xarxa)*, p. 329, 2010, [Online]. Available: <http://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559><http://www.tdx.cat/handle/10803/6247>.
- [27] FEMA 356, *Preestándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios*, no. November. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [28] FEMA 440, *Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal*, vol. 440, no. June. Washington DC, 2005.
- [29] F. Espinoza Barreras, L. G. (Luis G. Pujades, J. A. (José A. Canas, and C. i P. de B. Escola Tècnica Superior d’Enginyers de Camins, “Determinación de características dinámicas de estructuras,” Universidad Politécnica de Cataluña, 1999.
- [30] A. Burbano and A. Cevallos, “Análisis estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de la Cámara de la Industria de la Construcción con proyección para el incremento de un piso adicional.,” Universidad de las Fuerzas Armadas, 2019.
- [31] L. C. Esquivel and V. Schmidt, “Mediciones de Vibraciones Ambientales en Tres Edificios de Concreto Reforzado de 28, 11 y 6 pisos,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 103, no. 95, pp. 81–103, 2016.
- [32] J. Trujillo, “Determinación de propiedades dinámicas de sistemas físicos empleado técnicas de vibración ambiental.,” Universidad EAFIT - Medellín, 2011.
- [33] L. Borja and M. Torres, “Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha,” Escuela Politécnica Nacional, 2015.
- [34] J. Acuña and J. Forero, “Técnicas de Reforzamiento Estructural,” Universidad Industrial de Santander, 2017.

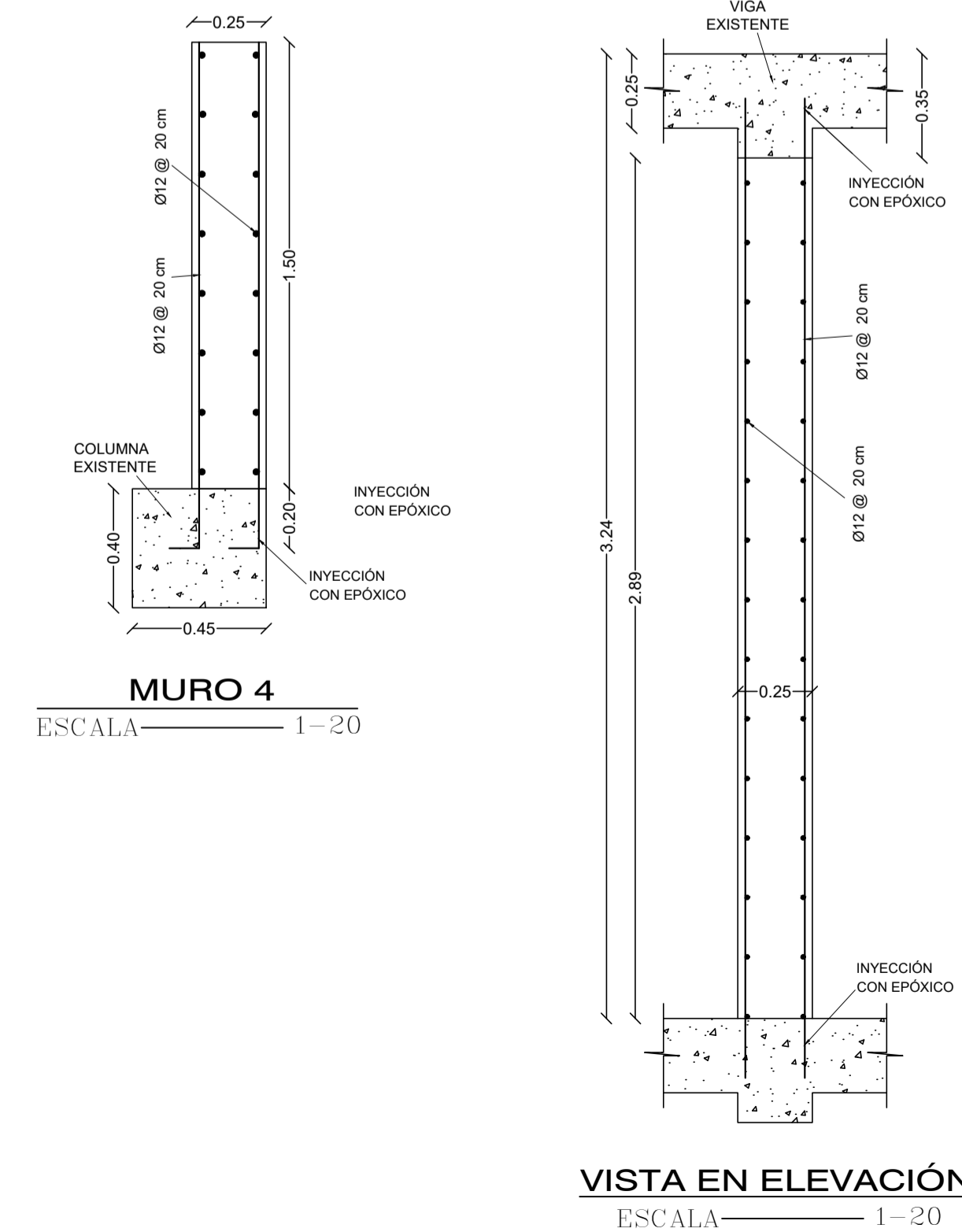
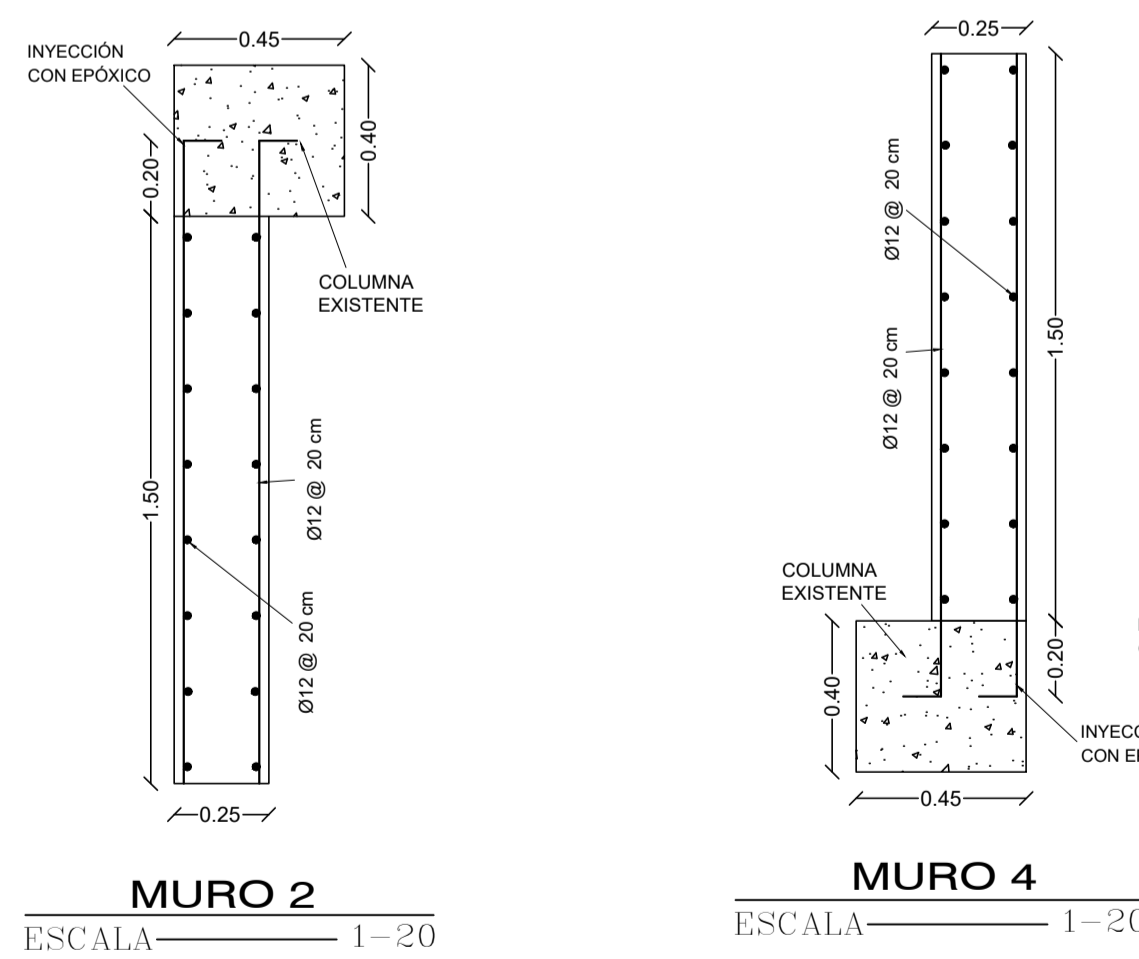
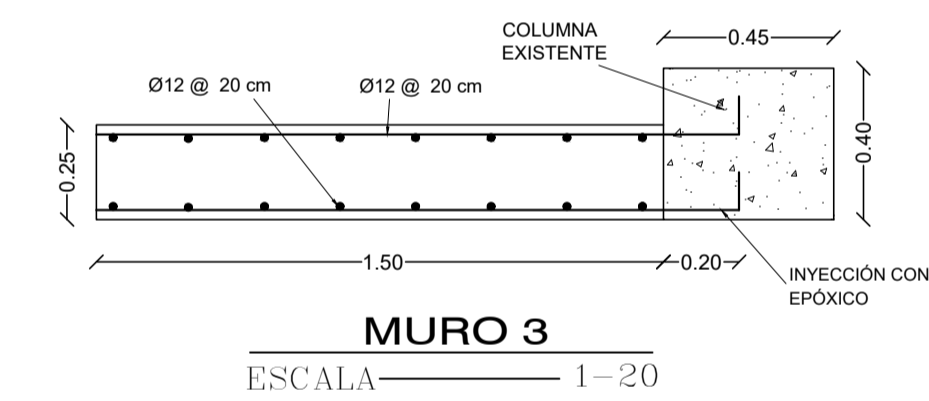
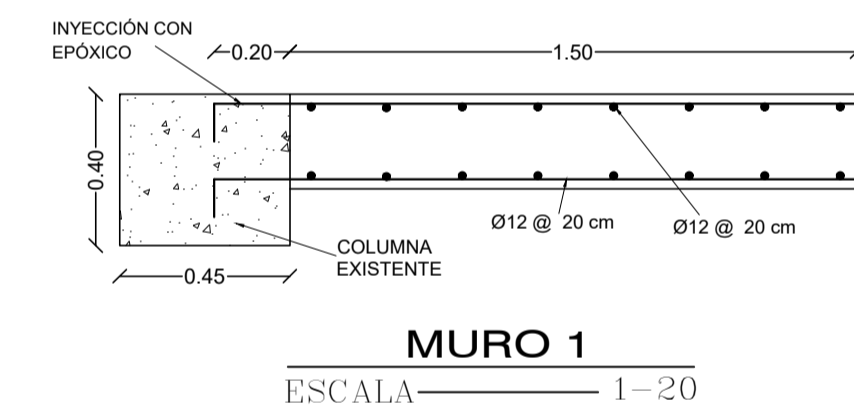
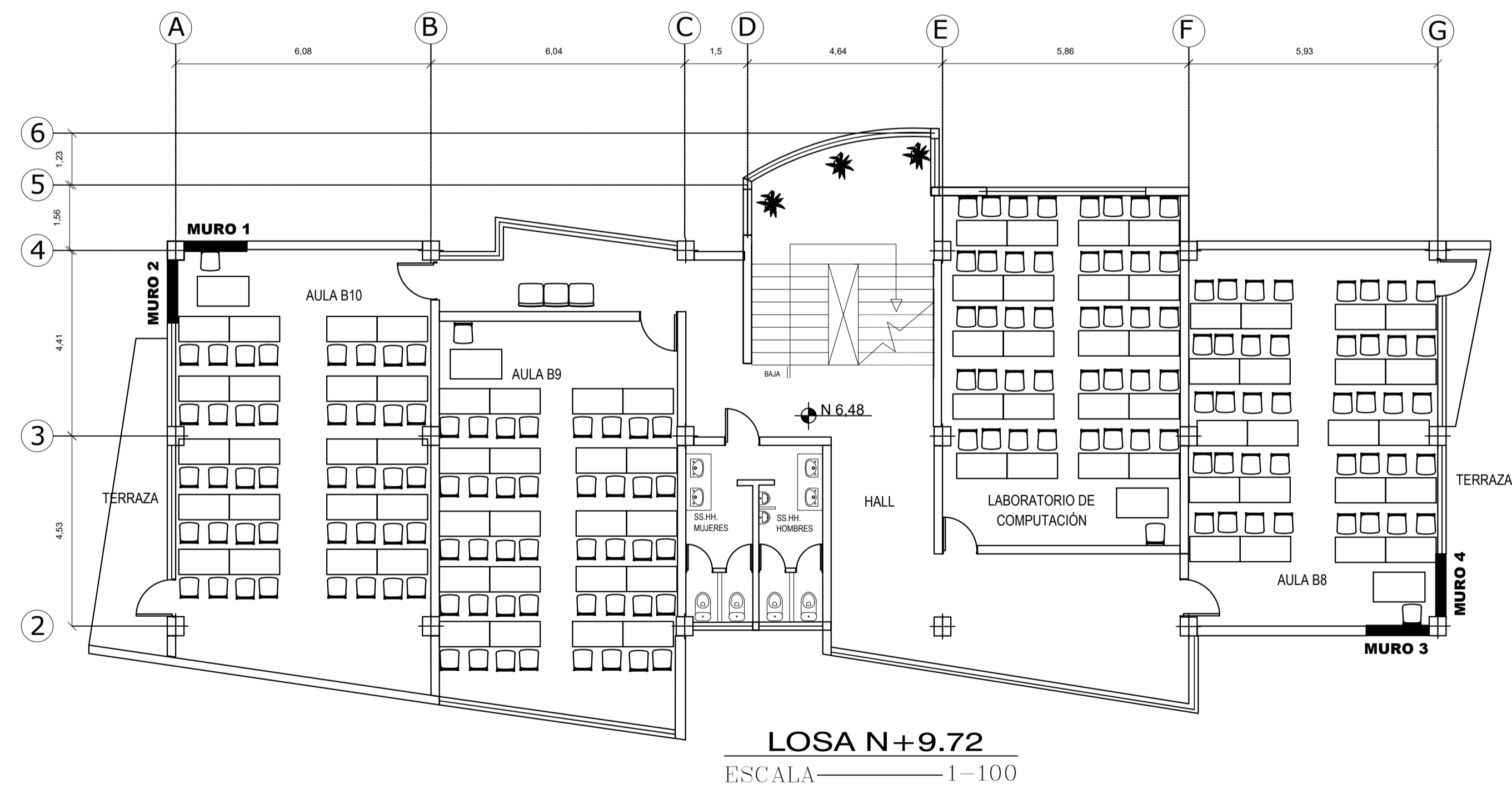
- [35] G. Vargas, “Encamisado en concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas de una edificación,” Universidad Distrital Francisco, 2015.
- [36] J. Adam, “Contribución al estudio de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas. Análisis del soporte y del nudo viga soporte sometidos a compresión centrada,” Universidad Politécnica de Valencia, 2007.
- [37] Instituto del cemento y del concreto de Guatemala, “Boletín Técnico ICCG Ensayos no destructivos para evaluación de la resistencia del concreto endurecido,” in *Boletín Técnico 06*, Guatemala, 2018, p. 5.
- [38] NTE INEN 3121, “Hormigón endurecido. Determinación del número de rebote. Método de ensayo.,” in *Norma Técnica Ecuatoriana*, Ecuador, 2016, p. 9.
- [39] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Estructuras de Hormigón Estructuras de Hormigón I*. 2015.
- [40] Comité ACI 318, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- [41] E. Soto, “La rehabilitación de estructuras de concreto armado,” Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- [42] S. Alcocer and D. Murià, *Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México*, Versión 1., vol. 1. México, 2019.

**ANEXOS**


**ANEXO A**  
**PLANOS ESTRUCTURALES DEL**  
**REFORZAMIENTO**



**REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE**

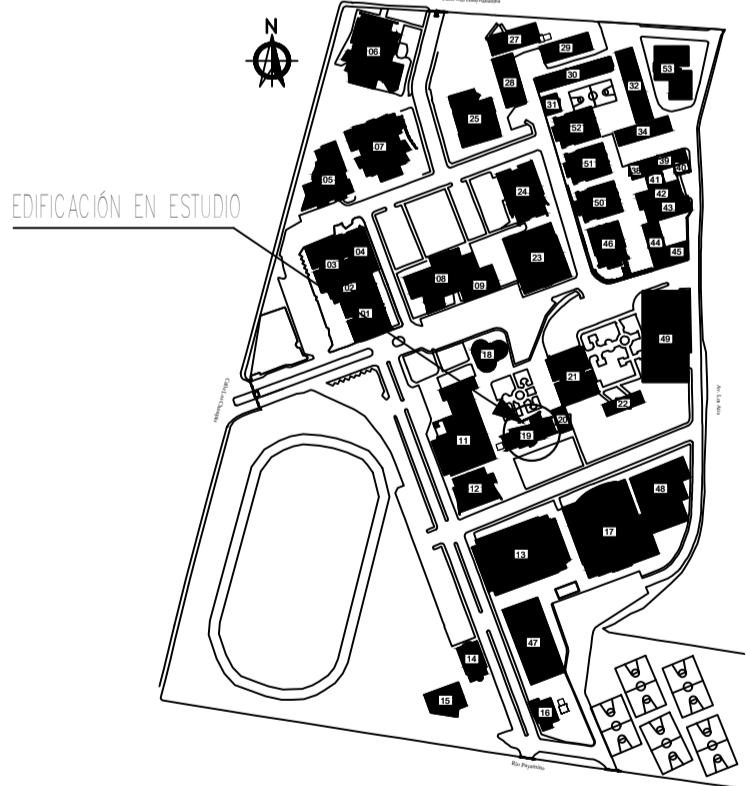


**VISTA EN ELEVACIÓN**  
ESCALA 1-20



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

UBICACIÓN:



EDIFICACIÓN EN ESTUDIO

PROYECTO:  
Reforzamiento estructural del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

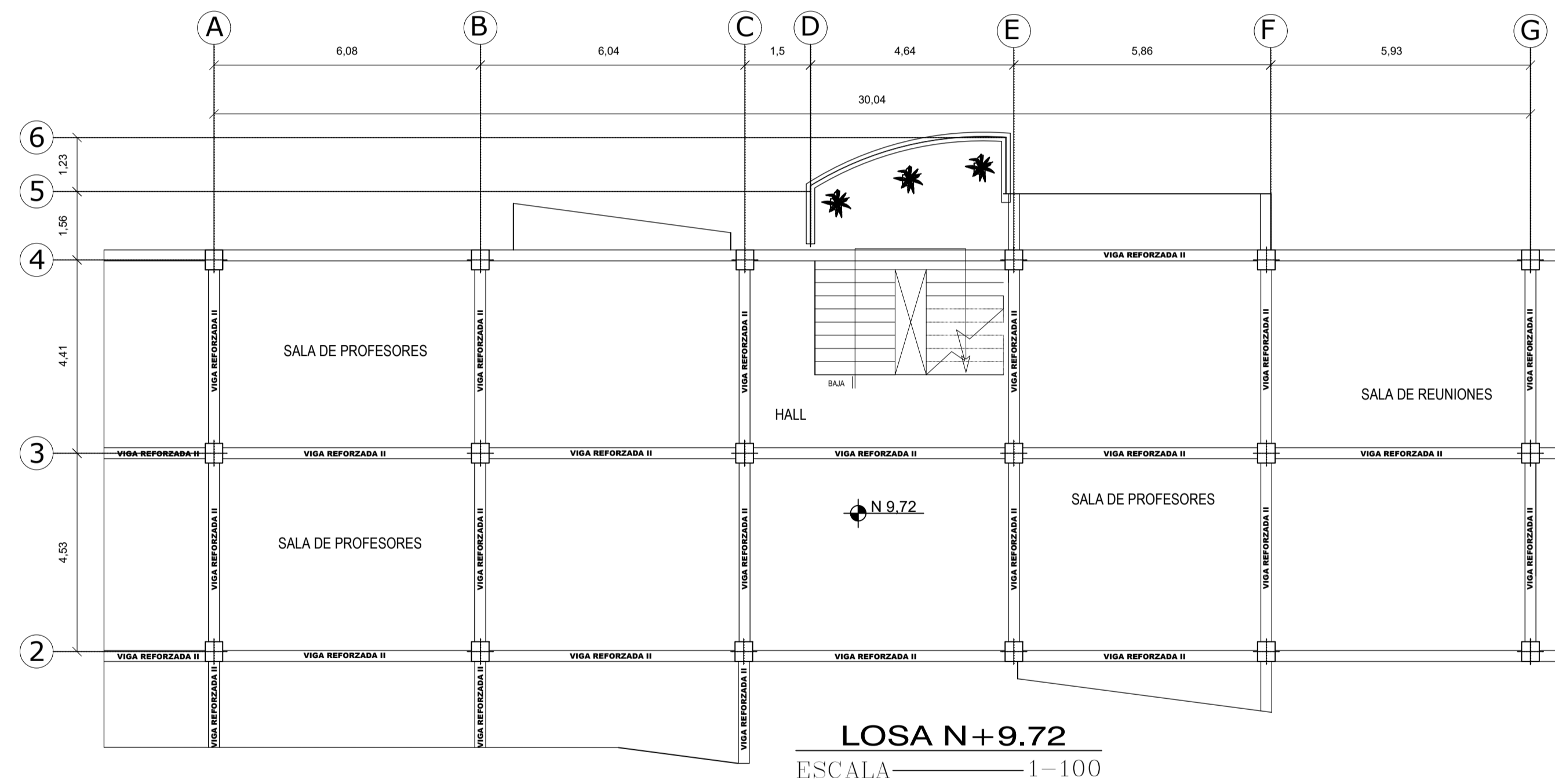
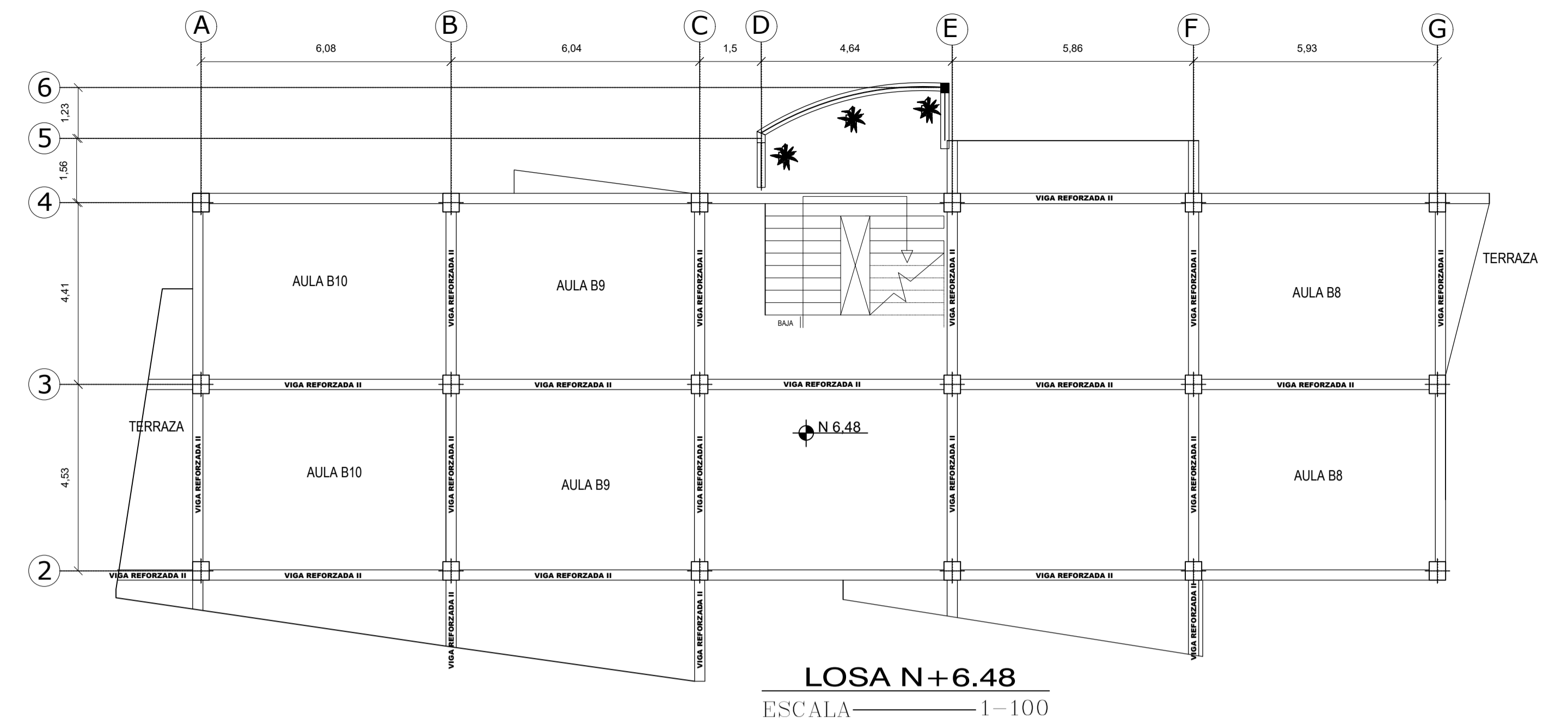
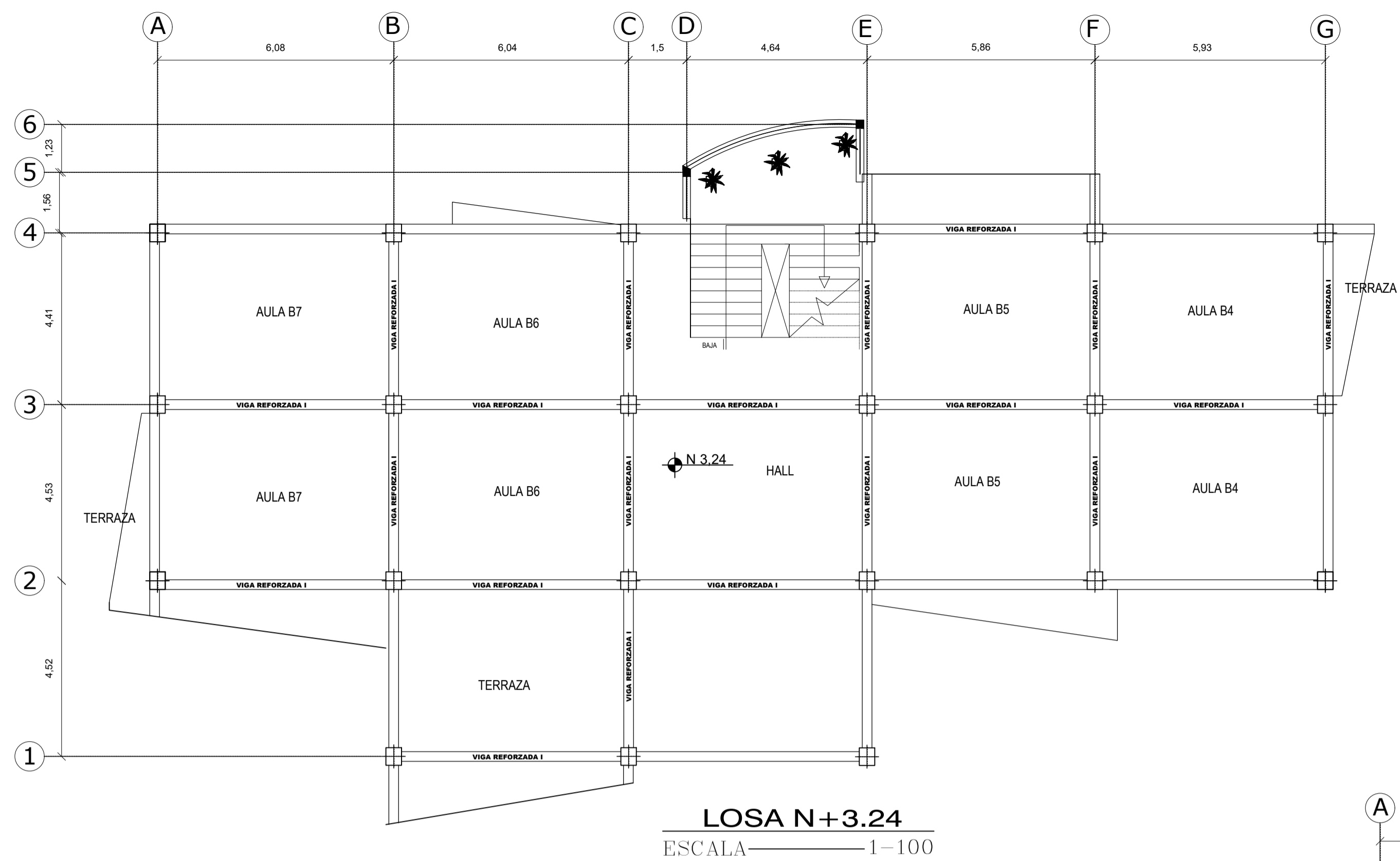
UBICACIÓN:  
El proyecto se ubica en la parroquia Celiano Monge, cantón Ambato, provincia de Tungurahua

Diseño Estructural:	APROBÓ:
Tesis: Pimbo Fredy	Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo Tutora del Proyecto

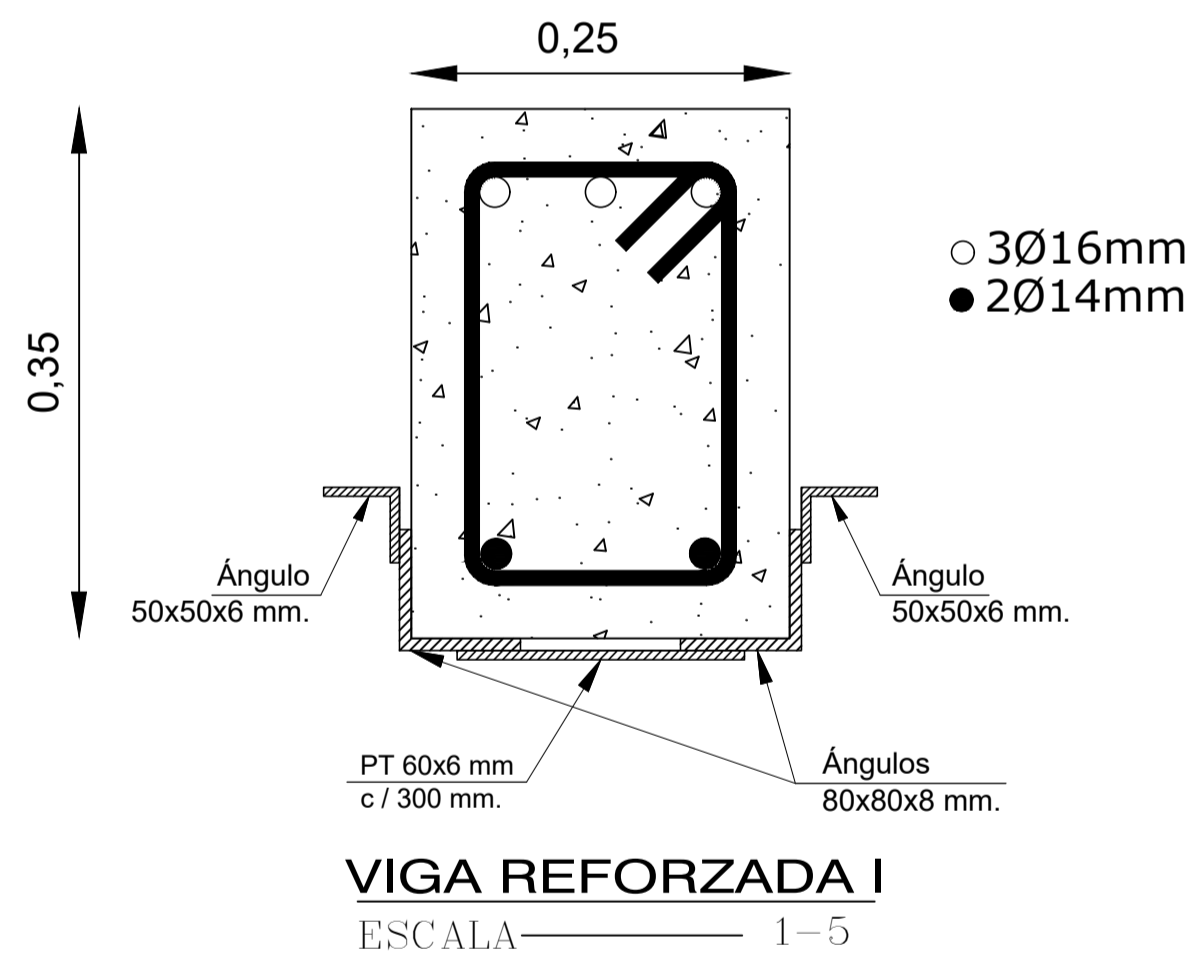
CONTIENE:  
Reforzamiento de Estructura  
Ubicación de muros en planta  
Detalle de Muro Corte

ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO 2021	LÁMINA: E1 / 2
---------------------	------------------------	-------------------

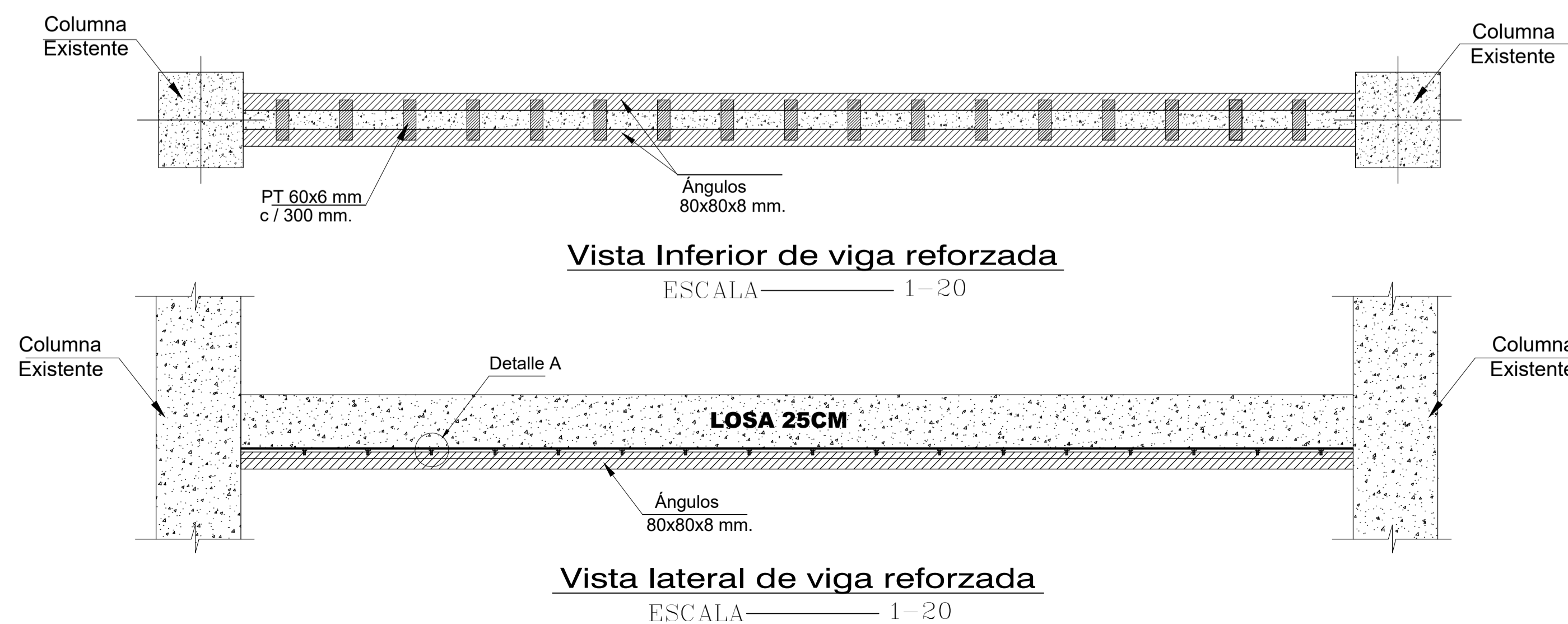
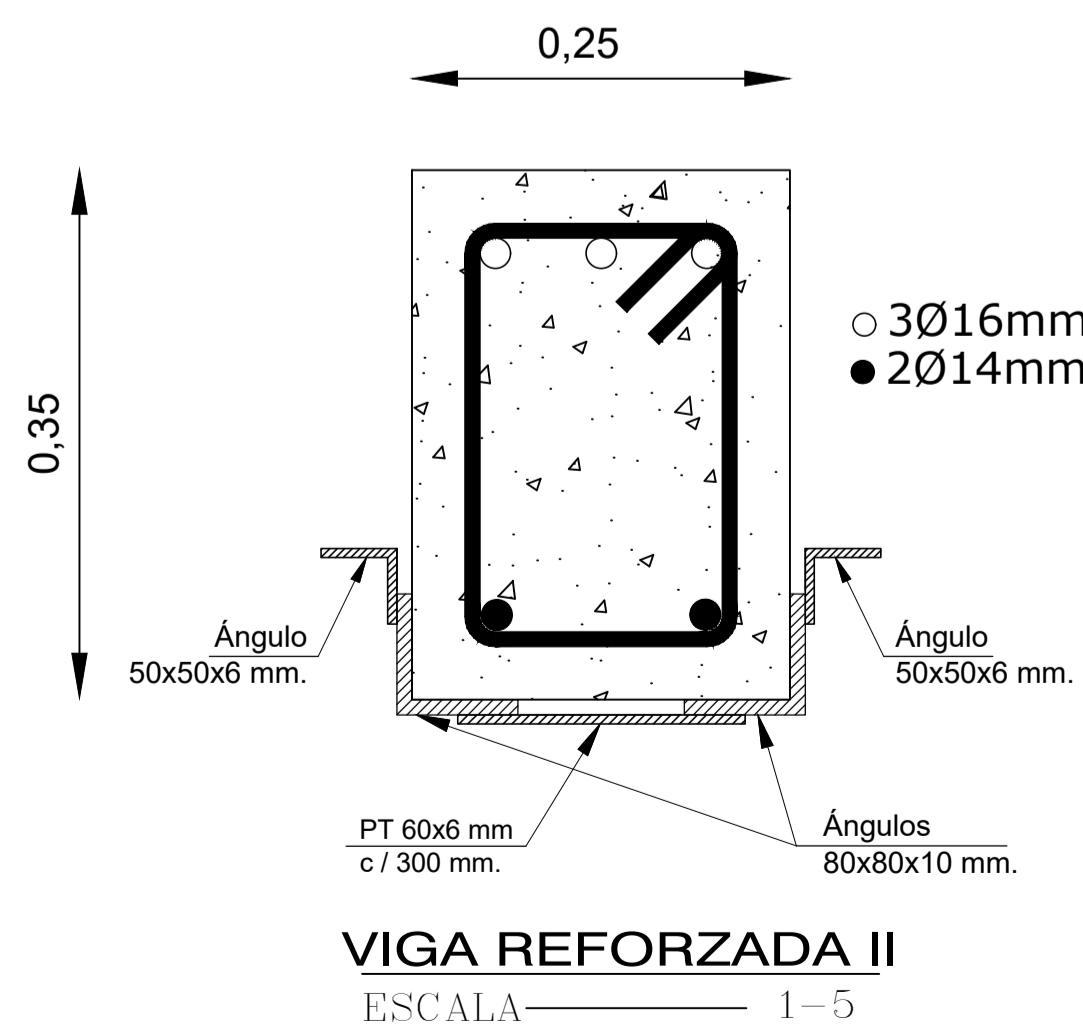
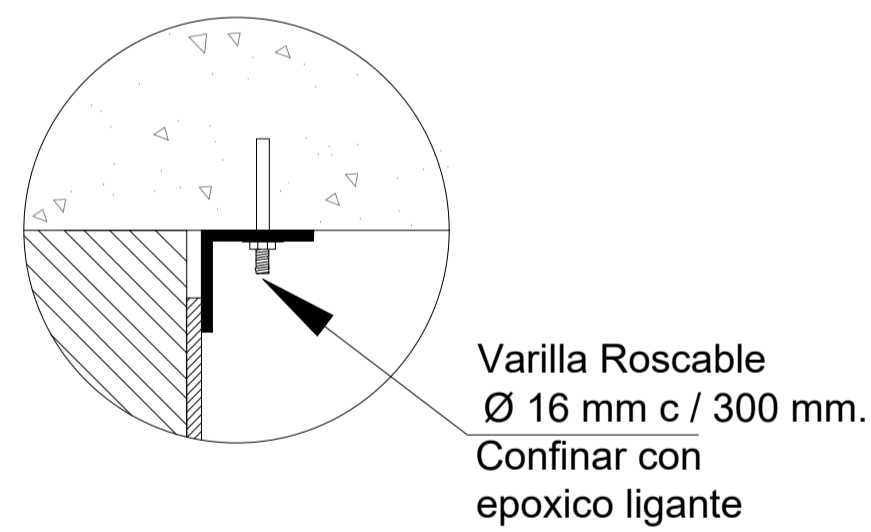




**ENCAMISADO DE ACERO**



**DETALLE A**





**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

UBICACIÓN:



PROYECTO:  
Reforzamiento estructural del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

UBICACIÓN:  
El proyecto se ubica en la parroquia Celiano Mange, cantón Ambato, provincia de Tungurahua

Diseño Estructural:	APROBÓ:
Tesis: Pimbo Freddy	Ing. M. Sc. Betzabeth Suquillo Tutora del Proyecto

CONTIENE:  
Reforzamiento de vigas  
Encamisado de acero  
Detalles del reforzamiento

ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO 2021	LÁMINA: E2 / 2
---------------------	------------------------	-------------------

**ANEXO B**  
**ENSAYOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE**  
**SUELOS**



# CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

## CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

SECTOR: CANTON AMBATO

UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 1

PROFUNDIDAD: 1,00 metros

USO:

YACIMIENTO:

FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
<b>GRANULOMETRIA SERIE GRUESA</b>						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						

<b>SERIE FINA</b>						
N° 4						
8						
10		0	0		100	
16						
20						
30						
40		25	7		93	
50						
60						
100						
200		265	69		31	
PASA N° 200		118	31			
		383				

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.

PESO INICIAL SECO 383 gr.

LP=

LL=

IP= N-P SUCS= SM

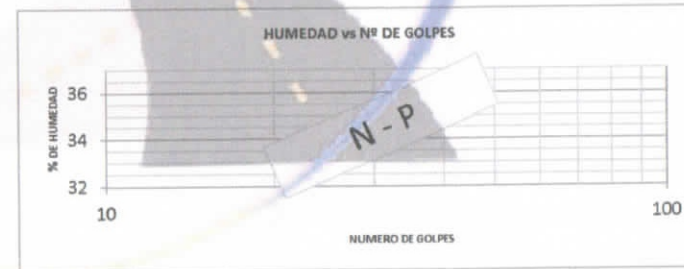
W% 4,36 % NO PLASTICO

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
XLD		33,20	32,52	15,70	4,04
22		36,13	35,24	16,20	4,67

<b>HUMEDAD NATURAL</b>					
XLD		33,20	32,52	15,70	4,04
22		36,13	35,24	16,20	4,67
					4,36

### LIMITE LIQUIDO


### LIMITE PLASTICO

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO

ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE

SR. BRAYAN BEDON BASSANTES

SRA. PAMELA TAMAY TIXE

*Paulina Salas*  
Ing. Paulina Salas G.  
TECNICA LABORATORIO CEDICONS

**CEDICONS**  
CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18  
RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR  
0987170820 - 032306621  
paulinasalas@yahoo.com.mx



# CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

## CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA DE LA UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

SECTOR: CANTON AMBATO  
UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 2

PROFUNDIDAD: 2,00 metros  
USO:  
YACIMIENTO:  
FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
-------	----	-----------------------	-------------------------	------------	--------	---------------------

### GRANULOMETRIA SERIE GRUESA

3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						

### SERIE FINA

N° 4					
8					
10		5	1	99	
16					
20					
30					
40		65	17	83	
50					
60					
100					
200		235	62	38	
PASA N° 200		144	38		
		379			

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.  
PESO INICIAL SECO 379 gr.

LP=

LL=

IP=

W%

N-P

SUCS=

SM

5,46 %

NO PLASTICO

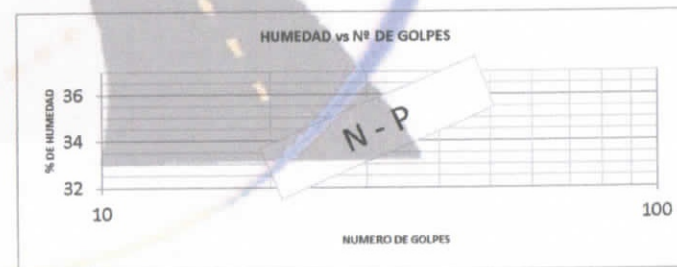
CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. - SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
------------	--------------	--------------------------	------------------------	--------------	-----

### HUMEDAD NATURAL

X		30,24	29,45	15,70	5,74	5,46
Z		30,12	29,44	16,30	5,18	

### LIMITE LIQUIDO


### LIMITE PLASTICO

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO

ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE

SR. BRAYAN BEDON BASSANTES

SRA. PAMELA TAMAY TIXE

*Paulina Salas G.*  
Ing. Paulina Salas G.  
TECNICA LABORATORIO CEDICONS

**CEDICONS**  
CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18  
RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR  
0987170820 - 032306621  
paulinasalas@yahoo.com.mx



# CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

## CLASIFICACION DE SUELOS

**PROYECTO:** ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
**SECTOR:** CANTON AMBATO  
**UBICADO:** UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO  
**MUESTRA N°:** 3

**PROFUNDIDAD:** 2,50 metros  
**USO:**  
**YACIMIENTO:**  
**FECHA DE RECEPCIÓN:** 18/11/2020

**ORDEN DE TRABAJO No. 001698**  
**ENSAYADO POR:** Sr. Luis Torres  
**CALCULADO POR:** Ing. Paulina Salas  
**FECHA:** 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO INICIAL	PESO RETENIDO AJUSTADO	N° RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
<b>GRANULOMETRIA SERIE GRUESA</b>						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						
<b>SERIE FINA</b>						
N° 4						
8						
10			20	6	94	
16						
20						
30						
40			75	21	79	
50						
60						
100						
200			215	59	41	
PASA N° 200			147	41		
		362				

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.  
 PESO INICIAL SECO 362 gr.

LP=  
 LL=  
 IP=  
 W% 10,53 %

N-P SUCS= SM NO PLASTICO

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
<b>HUMEDAD NATURAL</b>					
1001		29,95	28,66	15,90	10,11
20		28,47	27,26	16,20	10,94
<b>10,53</b>					

**LIMITE LIQUIDO**  


**LIMITE PLASTICO**  


**HUMEDAD vs N° DE GOLPES**

**TUTOR:** ING. BETZABETH SUQUILLO  
**ALUMNOS:** SR. FREDY PIMBO PALTE  
 SR. BRAYAN BEDON BASSANTES  
 SRA. PAMELA TAMAY TIXE

Ing. Paulina Salas G.  
 TECNICA LABORATORIO CEDICONS



Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18  
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR  
 0987170820 - 032306621  
 paulinasalasg@yahoo.com.mx



# CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

## CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

SECTOR: CANTON AMBATO

UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 4

PROFUNDIDAD: 3,00 metros

USO:

YACIMIENTO:

FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 20/11/2020

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
-------	----	-----------------------	-------------------------	------------	--------	---------------------

### GRANULOMETRIA SERIE GRUESA

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
3"						
2"						
1 1/4"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						

### SERIE FINA

TAMIZ	N°	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA ESPECIFICADO
N° 4						
8						
10			10	3	96	
16						
20						
30						
40			90	24	74	
50						
60						
100						
200			230	62	36	
PASA N° 200			132	36		
			368			

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.  
PESO INICIAL SECO 368 gr.

LP=  
LL=  
IP=  
W%

N-P SUCS= SM  
8,69 % NO PLASTICO

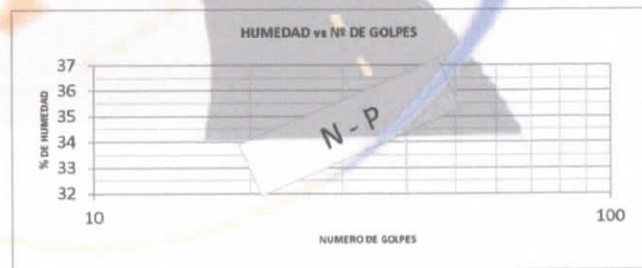
CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
------------	--------------	--------------------------	------------------------	--------------	-----

### HUMEDAD NATURAL

0		35,45	33,85	16,00	8,96
9		38,48	36,68	15,30	8,42
					8,69

### LIMITE LIQUIDO


### LIMITE PLASTICO

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO  
ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE  
SR. BRAYAN BEDON BASSANTES  
SRA. PAMELA TAMAY TIXE



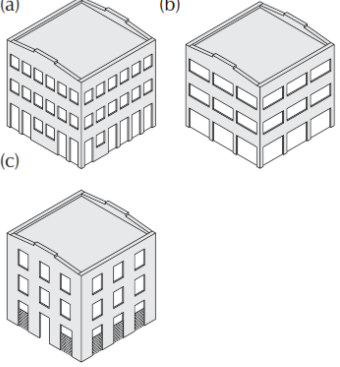
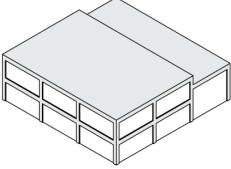
*Paulina Salas G.*  
Ing. Paulina Salas G.  
TECNICA LABORATORIO CEDICONS

Los Álamos 2. Leopoldo Ormazá Mz. G # 18  
RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR  
0987170820 - 032306621  
paulinasalas@yahoo.com.mx

## ANEXOS C. TABLAS PARA EL ANÁLISIS Y RESULTADOS

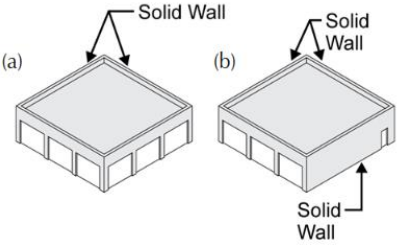
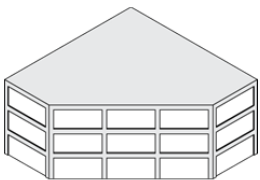
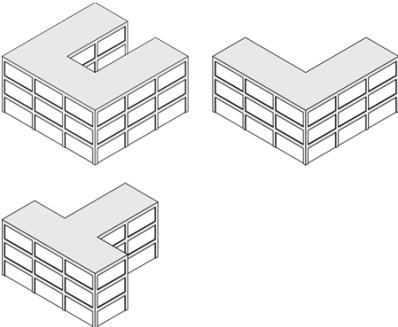
### Guía de referencia de irregularidades verticales

Tabla B-4 Guía de referencia de irregularidades verticales			
	Irregularidad vertical	Severidad	Nivel 1 Instrucciones
Sitio inclinado		Varía	Aplicar si hay más de una pendiente de un piso de un lado del edificio al otro. Evaluar como Severo para edificios W1 como se muestra en la Figura (a); evalúe como Moderado para todos los demás tipos de edificios como se muestra en la Figura (b).
Muro lisiado sin refuerzo		Moderada	Aplicar si se observan paredes lisas sin refuerzo en el espacio de acceso del edificio. Esto se aplica a los edificios W1. Si el sótano está ocupado, considere esta condición como un piso suave.
Piso débil y / o blanda		Severa	Aplicar: Figura (a): Para una casa W1 con espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura del garaje. Figura (b): Para un edificio W1A con un frente abierto en la planta baja (como un estacionamiento). Figura (c): Cuando uno de los pisos tiene menos paredes o menos columnas que los demás (generalmente el piso inferior). Figura (d): cuando uno de los pisos es más alto que los demás (generalmente el piso de abajo).
Revés fuera del plano		Severa	Aplicar si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en planta. Esta irregularidad es más severa cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están fuera de borda de los de los niveles inferiores como se muestra en la Figura (a). La condición de la Figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si se sabe que los muros no apilables no son estructurales, esta irregularidad no se aplica. Aplicar el retroceso si es mayor o igual a 2 pies.
Revés en el plano		Moderada	Aplicar si hay un desplazamiento en el plano del sistema lateral. Por lo general, esto se puede observar en edificios con armazón arriostrado (Figura (a)) y muros de corte (Figura (b)).

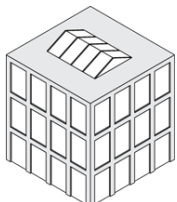
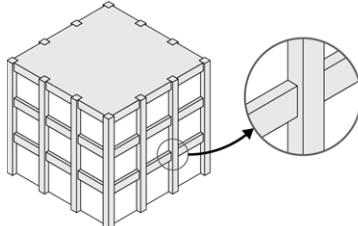
Columna / pilar corto		Severa	<p>Aplicar si:</p> <p>Figura (a): Algunas columnas / pilares son mucho más cortos que las columnas / pilares típicos en la misma línea.</p> <p>Figura (b): Las columnas / pilares son estrechos en comparación con la profundidad de las vigas.</p> <p>Figura (c): Hay paredes de relleno que acortan la altura libre de la columna. Tenga en cuenta que esta deficiencia se observa normalmente en los tipos de edificios de hormigón y acero más antiguos.</p>
Niveles divididos		Moderada	Aplicar si los pisos del edificio no se alinean o si hay un escalón en el nivel del techo.

Fuente: FEMA 154

### Guía de referencia de irregularidades en planta

Tabla B-5 Guía de referencia de irregularidades en planta		
	Irregularidad en planta	Nivel 1 Instrucciones
Torsión		Aplicar si hay buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra, o si hay rigidez excéntrica en planta (como se muestra en las Figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con muchas aberturas en los lados restantes).
Sistemas no paralelos		Aplicar si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados.
Esquina reentrante		Aplicar si hay una esquina reentrante, es decir, el edificio tiene forma de L, U, T o +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, verifique si hay separaciones sísmicas donde las alas se unen. Si es así, evalúe los golpes.



Aberturas de diafragma		Aplicar si hay una abertura que tiene un ancho de más del 50% del ancho del diafragma en cualquier nivel.
Las vigas no se alinean con las columnas		Aplicar si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano. Normalmente, esto se aplica a edificios de hormigón, donde las columnas perimetrales están fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA 154

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>						
$\rho_{bal}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
				IO	LS	CP		
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$							
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$	$\frac{V}{b_v d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_s f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.  
<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41 -13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

**Espectro para análisis sísmico dinámico**

<b>T(s)</b>	<b>Sa (%g)</b>	<b>C (%g)</b>	<b>T(s)</b>	<b>Sa (%g)</b>	<b>C (%g)</b>	<b>T(s)</b>	<b>Sa (%g)</b>	<b>C (%g)</b>
0.00	0.4800	0.0867	1.70	0.4889	0.0883	3.40	0.2444	0.0441
0.05	0.7598	0.1372	1.75	0.4749	0.0857	3.45	0.2409	0.0435
0.10	1.0397	0.1877	1.80	0.4617	0.0834	3.50	0.2374	0.0429
0.15	1.1904	0.2149	1.85	0.4492	0.0811	3.55	0.2341	0.0423
0.20	1.1904	0.2149	1.90	0.4374	0.0790	3.60	0.2308	0.0417
0.25	1.1904	0.2149	1.95	0.4262	0.0769	3.65	0.2277	0.0411
0.30	1.1904	0.2149	2.00	0.4155	0.0750	3.70	0.2246	0.0406
0.35	1.1904	0.2149	2.05	0.4054	0.0732	3.75	0.2216	0.0400
0.40	1.1904	0.2149	2.10	0.3957	0.0715	3.80	0.2187	0.0395
0.45	1.1904	0.2149	2.15	0.3865	0.0698	3.85	0.2159	0.0390
0.50	1.1904	0.2149	2.20	0.3778	0.0682	3.90	0.2131	0.0385
0.55	1.1904	0.2149	2.25	0.3694	0.0667	3.95	0.2104	0.0380
0.60	1.1904	0.2149	2.30	0.3613	0.0652	4.00	0.2078	0.0375
0.65	1.1904	0.2149	2.35	0.3536	0.0639	4.05	0.2052	0.0370
0.70	1.1872	0.2144	2.40	0.3463	0.0625	4.10	0.2027	0.0366
0.75	1.1081	0.2001	2.45	0.3392	0.0612	4.15	0.2003	0.0362
0.80	1.0388	0.1876	2.50	0.3324	0.0600	4.20	0.1979	0.0357
0.85	0.9777	0.1765	2.55	0.3259	0.0588	4.25	0.1955	0.0353
0.90	0.9234	0.1667	2.60	0.3196	0.0577	4.30	0.1933	0.0349
0.95	0.8748	0.1579	2.65	0.3136	0.0566	4.35	0.1910	0.0345
1.00	0.8311	0.1501	2.70	0.3078	0.0556	4.40	0.1889	0.0341
1.05	0.7915	0.1429	2.75	0.3022	0.0546	4.45	0.1868	0.0337
1.10	0.7555	0.1364	2.80	0.2968	0.0536	4.50	0.1847	0.0333
1.15	0.7227	0.1305	2.85	0.2916	0.0526	4.55	0.1827	0.0330
1.20	0.6925	0.1250	2.90	0.2866	0.0517	4.60	0.1807	0.0326
1.25	0.6648	0.1200	2.95	0.2817	0.0509	4.65	0.1787	0.0323
1.30	0.6393	0.1154	3.00	0.2770	0.0500	4.70	0.1768	0.0319
1.35	0.6156	0.1111	3.05	0.2725	0.0492	4.75	0.1750	0.0316
1.40	0.5936	0.1072	3.10	0.2681	0.0484	4.80	0.1731	0.0313
1.45	0.5731	0.1035	3.15	0.2638	0.0476	4.85	0.1714	0.0309
1.50	0.5540	0.1000	3.20	0.2597	0.0469	4.90	0.1696	0.0306
1.55	0.5362	0.0968	3.25	0.2557	0.0462	4.95	0.1679	0.0303
1.60	0.5194	0.0938	3.30	0.2518	0.0455	5.00	0.1662	0.0300
1.65	0.5037	0.0909	3.35	0.2481	0.0448			

**Fuente:** Freddy Pimbo

### Espectro Determinista

<b>T(s)</b>	<b>Sa (%g)</b>	<b>C (%g)</b>
0	0.5304	0.0958
0.05	0.6885	0.1243
0.1	0.8452	0.1526
0.15	0.9793	0.1768
0.2	1.1047	0.1995
0.25	1.2248	0.2211
0.3	1.3089	0.2363
0.35	1.2728	0.2298
0.4	1.2721	0.2297
0.45	1.1794	0.2129
0.5	1.0687	0.1930
0.55	1.0148	0.1832
0.6	0.9737	0.1758
0.65	0.9468	0.1710
0.7	0.9694	0.1750
0.75	0.9293	0.1678
0.8	0.8542	0.1542
0.85	0.7872	0.1421
0.9	0.6723	0.1214
0.95	0.6275	0.1133
1	0.6275	0.1133
1.05	0.5904	0.1066
1.1	0.5484	0.0990
1.15	0.5209	0.0941
1.2	0.5034	0.0909
1.25	0.4882	0.0881
1.3	0.4623	0.0835
1.35	0.4317	0.0779
1.4	0.4075	0.0736
1.45	0.3919	0.0708
1.5	0.3804	0.0687
2	0.3179	0.0574
2.5	0.263	0.0475
3	0.2183	0.0394
4	0.1392	0.0251
5	0.0744	0.0134

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Control de derivas máximas**

<b>ANALISIS ESTATICO</b>				
<b>Sentido X</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002974	0.017844	1.78%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.005466	0.032796	3.28%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.006643	0.039858	3.99%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.004051	0.024306	2.43%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002644	0.015864	1.59%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.004824	0.028944	2.89%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.005819	0.034914	3.49%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.003526	0.021156	2.12%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Sentido Y</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002986	0.017916	1.79%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.005922	0.035532	3.55%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.007241	0.043446	4.34%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.004281	0.025686	2.57%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002657	0.015942	1.59%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.00523	0.03138	3.14%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.006344	0.038064	3.81%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.003723	0.022338	2.23%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

**Fuente:** Freddy Pimbo

<b>ANALISIS DINÁMICAS</b>				
<b>Sentido X</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.00259	0.01554	1.55%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.004695	0.02817	2.82%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.005673	0.034038	3.40%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.003452	0.020712	2.07%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002292	0.013752	1.38%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.004117	0.024702	2.47%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.004959	0.029754	2.98%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.003022	0.018132	1.81%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Sentido Y</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.00302	0.01812	1.81%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.005754	0.034524	3.45%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.007008	0.042048	4.20%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.00415	0.0249	2.49%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.00265	0.0159	1.59%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.004995	0.02997	3.00%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.006057	0.036342	3.63%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.003601	0.021606	2.16%	> 2% No cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

**Fuente:** Freddy Pimbo

### Cálculo de sección de Viga

<b>Datos</b>		
b	35	cm
h	45	cm
recub.	2.50	cm
rel	1.29	OK
d	40.70	cm
d'	4.30	cm
<b>Acero superior</b>		
num	7	u
fi	16	mm
As	14.07	cm <sup>2</sup>
cuantía	<b>0.99%</b>	<b>OK</b>
Separación	2.80	Ok
<b>Acero inferior</b>		
num	4	u
fi	16	mm
As	8.04	cm <sup>2</sup>
cuantía	<b>0.56%</b>	<b>OK</b>
<b>OK</b>		
<b>Cálculo de Momento</b>		
a	8.28	cm
<b>Mr</b>	<b>19.45</b>	<b>t-m</b>
<b>Md</b>	<b>18.74</b>	<b>t-m</b>
<b>D/C</b>	<b>0.96</b>	
<b>Estribos</b>		
S est	10	cm
Smax	10	cm
<b>OK</b>		

**Fuente:** Freddy Pimbo

### Modelo de Mander para concreto

CONFINADO	
Eco	0.002
Ecco	0.0063
Ec (Kg/cm <sup>2</sup> )	202944.33
Esec (Kg/cm <sup>2</sup> )	54509.19
r	1.3672

NO CONFINADO	
Eco	0.002
Ecco	0.0020
Ec (Kg/cm <sup>2</sup> )	202944.33
Esec (Kg/cm <sup>2</sup> )	120000.00
r	2.4468

Ec	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	x
0	0.00	0
0.0001	20.29	0.05
0.0002	40.49	0.1
0.0003	60.48	0.15
0.0004	80.10	0.2
0.0005	99.17	0.25
0.0006	117.50	0.3
0.0007	134.91	0.35
0.0008	151.25	0.4
0.0009	166.35	0.45
0.001	180.11	0.5
0.0011	192.43	0.55
0.0012	203.27	0.6
0.0013	212.61	0.65
0.0014	220.45	0.7
0.0015	226.85	0.75
0.0016	231.87	0.8
0.0017	235.59	0.85
0.0018	238.12	0.9
0.0019	239.55	0.95
0.002	240.00	1
0.0021	239.58	1.05
0.0022	238.41	1.1
0.0023	236.58	1.15
0.0024	234.19	1.2
0.0025	231.33	1.25
0.0026	228.09	1.3
0.0027	224.53	1.35
0.0028	220.72	1.4
0.0029	216.72	1.45
0.003	212.58	1.5
0.0031	208.34	1.55
0.0032	204.03	1.6



0.0033	199.70	1.65
0.0034	195.36	1.7
0.0035	191.04	1.75
0.0036	186.76	1.8
0.0037	182.52	1.85
0.0038	178.36	1.9
0.0039	174.26	1.95
0.004	170.24	2
0.0041	166.31	2.05
0.0042	162.47	2.1
0.0043	158.73	2.15
0.0044	155.08	2.2
0.0045	151.53	2.25
0.0046	148.07	2.3
0.0047	144.71	2.35
0.0048	141.45	2.4
0.0049	138.28	2.45
0.005	135.20	2.5
0.005	0	

### Modelo de Park para el acero de refuerzo

<b>ACERO A615Gr 60</b>	
<b>fy (Kg/cm2)</b>	4200
<b>fu (Kg/cm2)</b>	6327
<b>ey</b>	0.002
<b>esh</b>	0.01
<b>esu</b>	0.09
<b>Es (Kg/cm2)</b>	2.10E+06

<b>es</b>	<b>fs (Kg/cm2)</b>	<b>es</b>	<b>fs (Kg/cm2)</b>
0	0	0.01	4200
0.0001	210	0.0101	4205.31418
0.0002	420	0.0102	4210.62171
0.0003	630	0.0103	4215.92259
0.0004	840	0.0104	4221.21683
0.0005	1050	0.0105	4226.50441
0.0006	1260	0.0106	4231.78536
0.0007	1470	0.0107	4237.05965
0.0008	1680	0.0108	4242.3273
0.0009	1890	0.0109	4247.5883
0.001	2100	0.011	4252.84266
0.0011	2310	0.0111	4258.09036
0.0012	2520	0.0112	4263.33143

0.0013	2730	0.0113	4268.56584
0.0014	2940	0.0114	4273.79361
0.0015	3150	0.0115	4279.01473
0.0016	3360	0.0116	4284.2292
0.0017	3570	0.0117	4289.43703
0.0018	3780	0.0118	4294.63821
0.0019	3990	0.0119	4299.83274
0.002	4200	0.012	4305.02063
0.0021	4200	0.0121	4310.20186
0.0022	4200	0.0122	4315.37646
0.0023	4200	0.0123	4320.5444
0.0024	4200	0.0124	4325.7057
0.0025	4200	0.0125	4330.86035
0.0026	4200	0.0126	4336.00836
0.0027	4200	0.0127	4341.14971
0.0028	4200	0.0128	4346.28443
0.0029	4200	0.0129	4351.41249
0.003	4200	0.013	4356.53391
0.0031	4200	0.0131	4361.64868
0.0032	4200	0.0132	4366.7568
0.0033	4200	0.0133	4371.85828
0.0034	4200	0.0134	4376.95311

**Momentos y fuerzas de diseño para cada combinación de carga para Vigas**

Nivel	Caso de carga	V2	T	M3
		tonf	tonf-m	tonf-m
N+ 6.48	1.4D	-7.31	-0.02	-7.60
N+ 6.48	1.2D + 1.6L	-9.00	-0.02	-9.40
N+ 6.48	1.2D + L + EX	-4.33	-0.01	2.11
N+ 6.48	1.2D + L - EX	-11.62	-0.03	-18.75
N+ 6.48	1.2D + L + Ey	-7.98	-0.04	-8.35
N+ 6.48	1.2D + L - Ey	-7.97	-0.11	-8.32
N+ 6.48	0.9D + Ex	-1.06	-0.05	5.53
N+ 6.48	0.9D - Ex	-8.35	-0.02	-15.31
N+ 6.48	0.9D + Ey	-4.71	-0.04	-4.91
N+ 6.48	0.9D -Ey	-4.70	-0.10	-4.88
N+ 6.48	Dinam1.2D + L + EX	-11.09	-0.03	-17.23
N+ 6.48	Diman1.2D + L -Ex	-11.09	-0.03	-17.23
N+ 6.48	Dinam1.2D + L + Ey Det	-8.03	-0.13	-8.47
N+ 6.48	Dinam1.2D + L -Ey	-8.03	-0.15	-8.49
N+ 6.48	Dinam0.9D + Ex	-7.82	-0.02	-13.80
N+ 6.48	Dinam0.9D -Ex	-7.82	-0.02	-13.80
N+ 6.48	Dinam0.9D + Ey	-4.76	-0.14	-5.05

N+ 6.48	Dinam0.9D -Ey	-4.76	-0.14	-5.05
N+ 6.48	ENVOLVENTE	-11.62	-0.15	-18.75
N+ 6.48	0.9D + Ex Det	-1.50	-0.04	4.27
N+ 6.48	0.9D + Ey Det	-4.71	-0.03	-4.91
N+ 6.48	0.9D -Ex Det	-7.91	-0.02	-14.05
N+ 6.48	0.9D -Ey Det	-4.70	-0.09	-4.88
N+ 6.48	1.2D + L + EX Det	-4.77	-0.05	0.84
N+ 6.48	1.2D + L + Ey Det	-7.98	-0.04	-8.34
N+ 6.48	1.2D + L - EX Det	-11.18	-0.03	-17.49
N+ 6.48	1.2D + L -Ey Det	-7.97	-0.10	-8.32
N+ 6.48	Diman1.2D + L -Ex Det	-10.70	-0.03	-16.11
N+ 6.48	Dinam0.9D + Ex Det	-7.43	-0.02	-12.68
N+ 6.48	Dinam0.9D + Ey Det	-4.75	-0.12	-5.03
N+ 6.48	Dinam0.9D -Ex Det	-7.43	-0.02	-12.68
N+ 6.48	Dinam0.9D -Ey Det	-4.75	-0.12	-5.03
N+ 6.48	Dinam1.2D + L + EX Det	-10.70	-0.03	-16.11
N+ 6.48	Dinam1.2D + L -Ex Det	-10.70	-0.03	-16.11
N+ 6.48	Dinam1.2D + L -Ey Det	-8.03	-0.13	-8.47

Fuente: Freddy Pimbo

#### Momentos y fuerzas de diseño para cada combinación de carga - Columna

Combinación de carga	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1.4D	-77.91	0.80	0.00	0.01	-0.09	0.78
1.2D + 1.6L	-95.17	0.44	-0.06	0.02	-0.18	0.40
1.2D + L + EX	-84.90	8.51	0.04	-0.15	-0.10	20.77
1.2D + L - EX	-84.20	-7.62	-0.36	-0.01	-0.75	-20.10
1.2D + L + Ey	-82.96	0.39	8.31	-0.26	18.20	0.21
1.2D + L - Ey	-86.20	0.28	-8.95	-0.15	-19.79	0.03
0.9D + Ex	-50.46	8.49	0.08	-0.16	-0.02	20.77
0.9D - Ex	-49.76	-7.64	-0.33	-0.01	-0.67	-20.10
0.9D + Ey	-48.52	0.36	8.34	-0.27	18.29	0.21
0.9D -Ey	-51.77	0.26	-8.91	-0.15	-19.70	0.03
Dinam1.2D + L + EX	-84.81	-6.37	-0.34	-0.06	-0.72	-16.91
Diman1.2D + L -Ex	-84.81	-6.37	-0.34	-0.06	-0.72	-16.91
Dinam1.2D + L + Ey Det	-85.70	0.20	-6.50	-0.40	-14.26	-0.13
Dinam1.2D + L -Ey	-85.89	0.14	-7.48	-0.46	-16.43	-0.22
Dinam0.9D + Ex	-50.37	-6.39	-0.31	-0.07	-0.63	-16.91
Dinam0.9D -Ex	-50.37	-6.39	-0.31	-0.07	-0.63	-16.91
Dinam0.9D + Ey	-51.45	0.12	-7.44	-0.47	-16.35	-0.22
Dinam0.9D -Ey	-51.45	0.12	-7.44	-0.47	-16.35	-0.22
0.9D + Ex Det	-50.41	7.41	0.07	-0.14	-0.02	18.09

0.9D + Ey Det	-48.71	0.38	7.22	-0.23	15.85	0.25
0.9D -Ex Det	-49.80	-6.54	-0.29	-0.01	-0.59	-17.38
0.9D -Ey Det	-51.57	0.30	-7.71	-0.13	-17.10	0.09
1.2D + L + EX Det	-84.85	7.44	0.04	-0.13	-0.10	18.09
1.2D + L + Ey Det	-83.15	0.40	7.18	-0.23	15.77	0.25
1.2D + L - EX Det	-84.24	-6.52	-0.32	0.00	-0.67	-17.38
1.2D + L -Ey Det	-86.00	0.32	-7.75	-0.12	-17.18	0.09
Diman1.2D + L -Ex Det	-84.77	-5.54	-0.31	-0.06	-0.65	-14.77
Dinam0.9D + Ex Det	-50.34	-5.56	-0.27	-0.06	-0.57	-14.77
Dinam0.9D + Ey Det	-51.26	0.18	-6.47	-0.40	-14.18	-0.13
Dinam0.9D -Ex Det	-50.34	-5.56	-0.27	-0.06	-0.57	-14.77
Dinam0.9D -Ey Det	-51.26	0.18	-6.47	-0.40	-14.18	-0.13
Dinam1.2D + L + EX Det	-84.77	-5.54	-0.31	-0.06	-0.65	-14.77
Dinam1.2D + L -Ex Det	-84.77	-5.54	-0.31	-0.06	-0.65	-14.77
Dinam1.2D + L -Ey Det	-85.70	0.20	-6.50	-0.40	-14.26	-0.13
ENVOLVENTE Min	-95.17	-7.64	-8.95	-0.47	-19.79	-20.10

Fuente: Freddy Pimbo

### Control de derivas máximas Estructuras actual

ANÁLISIS ESTÁTICO				
Sentido X				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002318	0.013908	1.39%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.003467	0.020802	2.08%	> 2% No cumple
N+ 6.48	0.003516	0.021096	2.11%	> 2% No cumple
N+ 3.24	0.001775	0.01065	1.07%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Determinista				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002065	0.01239	1.24%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.003059	0.018354	1.84%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.003085	0.01851	1.85%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001549	0.009294	0.93%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Sentido Y				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.0021	0.0126	1.26%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.00301	0.01806	1.81%	< 2% Cumple

N+ 6.48	0.002748	0.016488	1.65%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001321	0.007926	0.79%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001871	0.011226	1.12%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002654	0.015924	1.59%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002413	0.014478	1.45%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001154	0.006924	0.69%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

**Fuente:** Freddy Pimbo

<b>ANÁLISIS DINÁMICAS</b>				
<b>Sentido X</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002221	0.013326	1.33%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.003212	0.019272	1.93%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.003219	0.019314	1.93%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001627	0.009762	0.98%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001932	0.011592	1.16%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002782	0.016692	1.67%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002787	0.016722	1.67%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001408	0.008448	0.84%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Sentido Y</b>				
<b>NEC 2015</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.002011	0.012066	1.21%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002711	0.016266	1.63%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002419	0.014514	1.45%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.00114	0.00684	0.68%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
<b>Determinista</b>				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001744	0.010464	1.05%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002354	0.014124	1.41%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.0021	0.0126	1.26%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.000988	0.005928	0.59%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

**Fuente:** Freddy Pimbo

**Control de derivas máximas Estructuras reforzada**

ANALISIS ESTATICO				
Sentido X				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001898	0.011388	1.14%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002459	0.014754	1.48%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002316	0.013896	1.39%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001144	0.006864	0.69%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Determinista				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001692	0.010152	1.02%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002168	0.013008	1.30%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002033	0.012198	1.22%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.000999	0.005994	0.60%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Sentido Y				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001925	0.01155	1.16%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002656	0.015936	1.59%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002491	0.014946	1.49%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.00123	0.00738	0.74%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Determinista				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001717	0.010302	1.03%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002342	0.014052	1.41%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002186	0.013116	1.31%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001075	0.00645	0.65%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

ANALISIS DINÁMICAS				
Sentido X				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.00184	0.01104	1.10%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.00223	0.01338	1.34%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002066	0.012396	1.24%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001013	0.006078	0.61%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Determinista				

Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001555	0.00933	0.93%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.001883	0.011298	1.13%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.001747	0.010482	1.05%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.000855	0.00513	0.51%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Sentido Y				
NEC 2015				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001882	0.011292	1.13%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002465	0.01479	1.48%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.002274	0.013644	1.36%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.001101	0.006606	0.66%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple
Determinista				
Piso	$\Delta_E$	$\Delta_M$	%	Observación
N+ 12.96	0.001632	0.009792	0.98%	< 2% Cumple
N+ 9.72	0.002137	0.012822	1.28%	< 2% Cumple
N+ 6.48	0.001972	0.011832	1.18%	< 2% Cumple
N+ 3.24	0.000954	0.005724	0.57%	< 2% Cumple
N+ 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

## ANEXO D: CAPTURAS DEL PROCESO DEL ANÁLISIS NO LINEAL EN EL PROGRAMA ETABS 2016

### Características de los materiales

#### Propiedades del Hormigón

Material Property Data

**General Data**

Material Name	<input type="text" value="f'c= 240 kg/cm2"/>
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<input type="color" value="#00FF00"/> <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	<input type="text" value="2.4"/> tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="0.244732"/> tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	<input type="text" value="202944.33"/> kgf/cm <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	<input type="text" value="0.2"/>
Coefficient of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="0.0000099"/> 1/C
Shear Modulus, G	<input type="text" value="84560.14"/> kgf/cm <sup>2</sup>

Fuente: ETABS 2016

#### Propiedades del acero

Material Property Data

**General Data**

Material Name	<input type="text" value="fy= 4200 kg/cm2"/>
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	<input type="color" value="#0000FF"/> <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	<input type="text" value="7.849"/> tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="0.80038"/> tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	<input type="text" value="2038901.92"/> kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficient of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="0.0000117"/> 1/C

Fuente: ETABS 2016



## Secciones de los elementos estructurales

### Definición de columnas de 45x40

The screenshot shows the 'General Data' and 'Section Dimensions' panels of the ETABS software. The 'General Data' panel includes fields for Property Name (C-45X40), Material (f'c= 240 kg/cm2), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Display Color (blue), and Notes (Modify/Show Notes...). The 'Section Dimensions' panel shows Depth (0.45 m) and Width (0.4 m). A diagram on the right shows a square section with reinforcement bars and axes labeled 2 and 3. The 'Property Modifiers' panel shows 'Currently User Specified' and the 'Reinforcement' panel shows 'Modify/Show Rebar...'.

Fuente: ETABS 2016

### Datos del acero de refuerzo de columna

The screenshot shows the 'Reinforcement Configuration' and 'Longitudinal Bars' panels of the ETABS software. The 'Reinforcement Configuration' panel includes 'Design Type' (P-M2-M3 Design (Column)), 'Rebar Material' (Longitudinal Bars and Confinement Bars (Ties) both f<sub>y</sub>= 4200 kg/cm2), 'Reinforcement Configuration' (Rectangular), 'Confinement Bars' (Ties), and 'Check/Design' (Reinforcement to be Checked). The 'Longitudinal Bars' panel includes 'Clear Cover for Confinement Bars' (0.03 m), 'Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face' (4), 'Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face' (4), 'Longitudinal Bar Size and Area' (16 mm, 2 cm<sup>2</sup>), and 'Corner Bar Size and Area' (16 mm, 2 cm<sup>2</sup>). The 'Confinement Bars' panel includes 'Confinement Bar Size and Area' (10 mm, 0.8 cm<sup>2</sup>), 'Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)' (0.1 m), 'Number of Confinement Bars in 3-dir' (4), and 'Number of Confinement Bars in 2-dir' (4).

Fuente: ETABS 2016

## Definición de viga

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Vx 25x35

Material:  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.35 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Fuente: ETABS 2016

## Datos del acero de refuerzo de viga

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties):  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.043 m

Bottom Bars: 0.043 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 6.03  $\text{cm}^2$

Top Bars at J-End: 6.03  $\text{cm}^2$

Bottom Bars at I-End: 3.08  $\text{cm}^2$

Bottom Bars at J-End: 3.08  $\text{cm}^2$

Fuente: ETABS 2016

Se define también las secciones metálicas presentes en la estructura de grada y para las columnas del piso N+9.72.


## Perfil metálico tipo H

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: H-180

Material: A36

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel I/Wide Flange

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

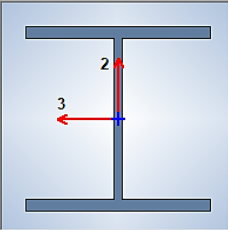
Total Depth	0.18	m
Top Flange Width	0.18	m
Top Flange Thickness	0.012	m
Web Thickness	0.008	m
Bottom Flange Width	0.18	m
Bottom Flange Thickness	0.012	m
Fillet Radius	0	m

Show Section Properties...

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

OK  
Cancel



Fuente: ETABS 2016


## Tubo cuadrado para columnas

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C 300X300X6

Material: A36

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel Tube

**Section Property Source**

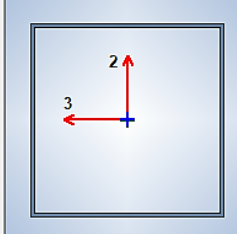
Source: User Defined

**Section Dimensions**

Total Depth	0.3	m
Total Width	0.3	m
Flange Thickness	0.006	m
Web Thickness	0.006	m
Corner Radius	0	m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

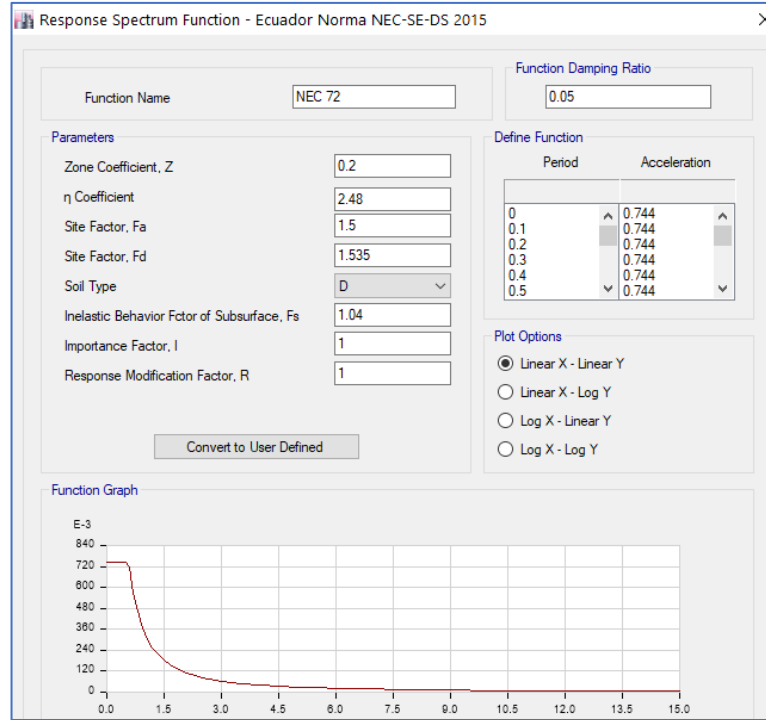


Fuente: ETABS 2016

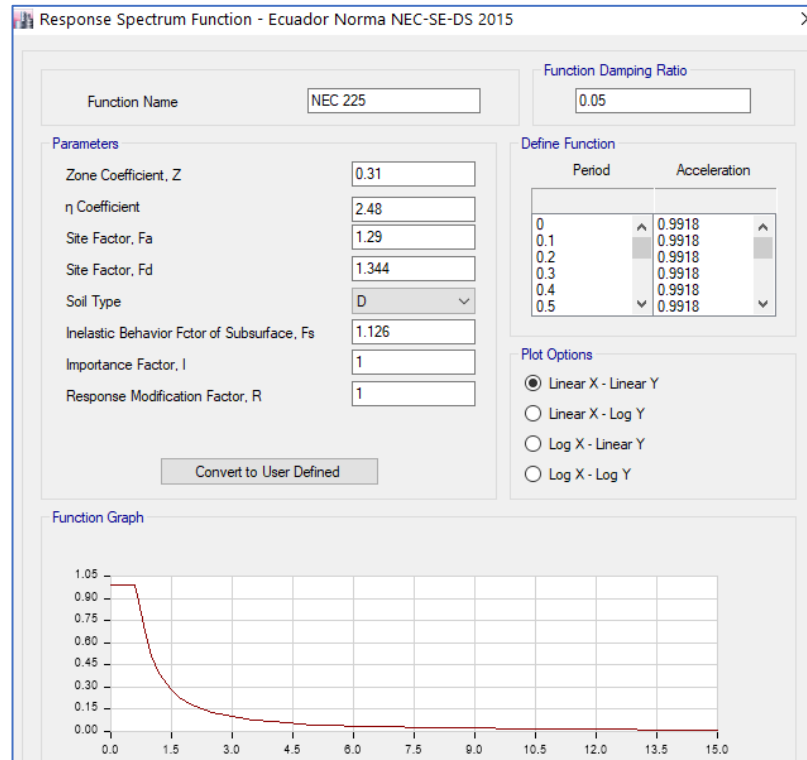
## Niveles de Amenaza sísmica

### Definición de espectros de respuesta

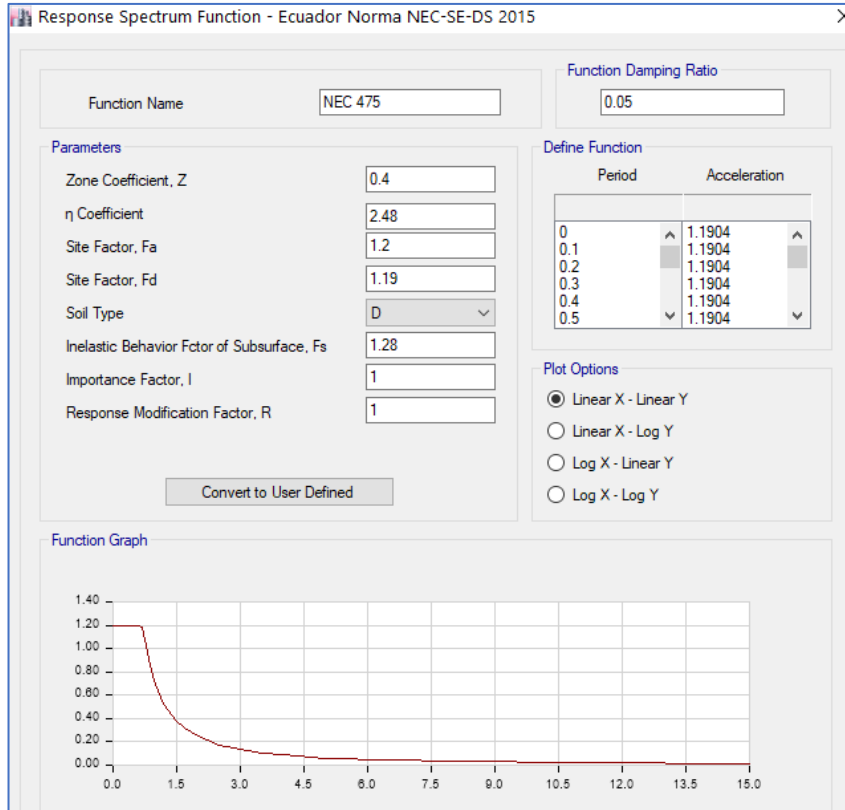
(a) Sismo Frecuente  $T_r = 72$  años



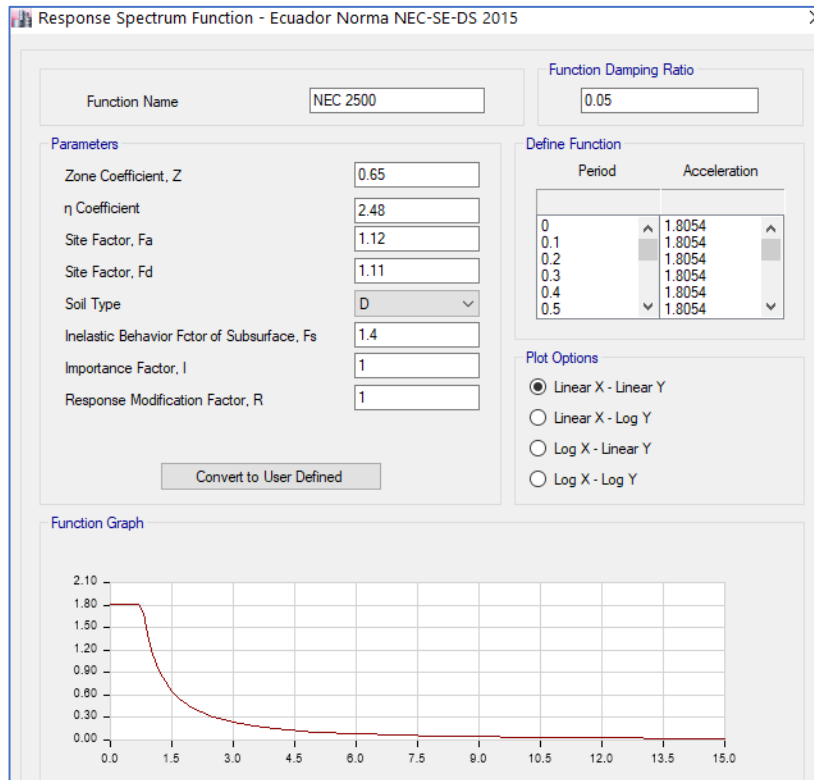
(b) Sismo Ocasional  $T_r = 225$  años



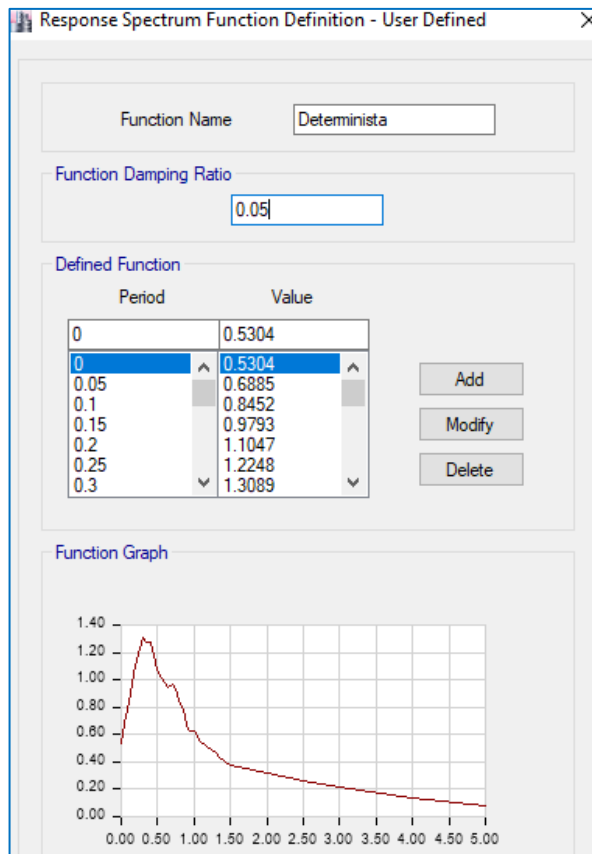
(c) Sismo Raro  $Tr = 475$  años



(d) Sismo Muy raro  $Tr = 2500$  años





(e) Sismo Determinista  $Tr = 475$  años



**Fuente:** ETABS 2016

## ANEXO E: FOTOGRAFÍAS

 <b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>FOTOGRAFÍAS</b> 	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
<b>Descripción:</b> Ensayo SPT.	<b>Descripción:</b> Toma de medición de la muestra del ensayo SPT.
Fotografía 3	Fotografía 4
	
<b>Descripción:</b> Ensayo con el martillo esclerométrico	<b>Descripción:</b> Sección de viga del Nivel N+6.48

Fotografía 5	Fotografía 6
	
<p><b>Descripción:</b> Sección de columna metálica</p>	<p><b>Descripción:</b> Sección de columna de hormigón Nivel N+6.48</p>