



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

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

**TEMA:**

---

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL  
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS HUMANAS Y DE LA  
EDUCACIÓN BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE  
AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

---

**Autora:** Fatima Maribel Llugsha Muqinche

**Tutor:** Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

**AMBATO – ECUADOR**

**Septiembre - 2021**

## CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS HUMANAS Y DE LA EDUCACIÓN BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, elaborado por la Srta. **Fatima Maribel Llugsha Muqinche**, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I. 1804867404, 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, Septiembre 2021

---

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

**TUTOR**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

Yo, **Fatima Maribel Llugsha Muqinche**, con C.I. 1804767404 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS HUMANAS Y DE LA EDUCACIÓN BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



---

**Fatima Maribel Llugsha Muqinche**

**C.I: 1804867404**

**AUTORA**

## **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 patrimoniales 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, Septiembre 2021



---

**Fatima Maribel Llugsha Muqinche**

**C.I: 1804867404**

**AUTORA**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Fatima Maribel Llugsha Muquinche de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS HUMANAS Y DE LA EDUCACIÓN BLOQUE 2 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

---

**Ing. Mg. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla**

**Miembro Calificador**

---

**Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera**

**Miembro Calificador**

## **DEDICATORIA**

Este trabajo va dedicado para mis padres las personas más importantes en mi vida porque gracias a ellos he podido llegar a cumplir mi meta, por ser siempre mi apoyo incondicional con su infinito amor y cariño que lo reflejan a través de sus acciones y sabios consejos.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por todo lo que me ha brindado para poder cumplir este sueño tan anhelado.

A mis padres y hermanos por ser un apoyo incondicional en todo momento.

A todos los docentes de la carrera de Ingeniería Civil por haber impartido sus conocimientos.

A mis amigos y compañeros especialmente a Pamela y Karina por su amistad y apoyo incondicional durante mi vida universitaria.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN .....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	v
DEDICATORIA .....	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.1.1 Antecedentes .....	1
1.1.2 Justificación.....	6
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	8
1.1.3.1 Riesgo sísmico .....	8
1.1.3.2 Peligro sísmico .....	8
1.1.3.2.1 Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales.....	9
1.1.3.3 Vulnerabilidad sísmica.....	10
1.1.3.4 Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	10
1.1.3.4.1 Métodos Cualitativos de vulnerabilidad sísmica .....	11
1.1.3.4.1.1 Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras según FEMA	
154.....	12
1.1.3.4.1.2 Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras según NEC	
2015.....	15
1.1.3.5 Métodos cuantitativos .....	19
1.1.3.5.1 Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos .....	19
1.1.3.5.2 Modelado estructural.....	20
1.1.3.5.3 Caracterización del movimiento sísmico del suelo.....	20
1.1.3.5.4 Respuesta dinámica de estructuras.....	21
1.1.3.5.5 Sistemas simples de un grado de libertad (SDOF) .....	21
1.1.3.5.6 Sistemas múltiples de grados de libertad (MDOF).....	22



1.1.3.5.7 Alternativas para un análisis inelástico .....	23
1.1.3.5.8 Análisis estático no lineal.....	24
1.1.3.5.8.1 Modelo de comportamiento de los materiales .....	26
1.1.3.5.8.2 Rotula plástica.....	29
1.1.3.5.8.3 Elementos dúctiles de hormigón armado .....	29
1.1.3.5.8.4 Relación fuerza deformación en elementos de concreto.....	32
1.1.3.5.9 Capacidad.....	33
1.1.3.5.9.1 Curva capacidad.....	33
1.1.3.5.9.2 Método Espectro Capacidad .....	34
1.1.3.5.9.3 Linealización Equivalente.....	35
1.1.3.5.9.4 Procedimientos para la Linealización Equivalente .....	35
1.1.3.5.9.5 Amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}$ .....	36
1.1.3.5.9.6 Periodo efectivo $T_{eff}$ .....	38
1.1.3.5.9.7 Ajuste espectral para el amortiguamiento efectivo .....	39
1.1.3.5.9.8 Espectro de respuesta ADRS a MADRS .....	40
1.1.3.5.10 Demanda .....	41
1.1.3.5.10.1 Niveles de amenaza sísmica.....	41
1.1.3.5.10.2 Espectro de demanda.....	42
1.1.3.5.10.3 Espectro elástico de diseño .....	43
1.1.3.5.11 Desempeño.....	44
1.1.3.5.11.1 Nivel de desempeño para elementos estructurales.....	44
1.1.3.5.11.2. Niveles para los elementos no estructurales.....	45
1.1.3.5.11.3 Niveles de Desempeño para las estructuras .....	46
1.1.3.5.11.4 Evaluación del desempeño sísmico.....	48
1.1.3.5.11.5 Objetivos del desempeño sísmico .....	48
1.1.3.5.11.6 Representación bilineal de la curva capacidad.....	49
1.1.3.5.11.7 Punto de desempeño.....	51
1.1.3.6 Las vibraciones y las estructuras.....	52
1.1.3.6.1 Principios de la instrumentación sísmica en estructuras .....	52
1.1.3.6.2 Acelerógrafos .....	52
1.1.3.6.3 Tipos de medición.....	53
1.1.3.6.4 Vibraciones ambientales .....	53
1.1.3.6.5 Vibraciones inducidas por personas.....	54

1.1.3.6.6 Periodos medidos con vibración ambiental y sismos.....	55
1.1.3.6.7 Vulnerabilidad sísmica en base a la relación H/T.....	56
1.1.3.7 Reforzamiento para estructuras de Hormigón Armado .....	57
1.1.4. Hipótesis.....	61
1.2 Objetivos .....	61
1.2.1. Objetivo General .....	61
1.2.2. Objetivos Específicos.....	61
CAPÍTULO II .....	63
METODOLOGÍA .....	63
2.1 Materiales y Equipos.....	63
2.1.1 Materiales.....	63
2.1.2 Equipos.....	63
2.1.2.1 Martillo esclerométrico .....	63
2.1.2.2 Equipo para la ejecución del ensayo de penetración estándar SPT .....	64
2.2.1 Plan de recolección de datos .....	64
2.2.2 Plan de procesamiento de datos y análisis de información .....	65
2.2.3 Recolección de datos.....	66
2.2.3.1 Planos arquitectónicos.....	66
2.2.3.2 Ubicación .....	67
2.2.3.3 Características y número de pisos y sistema estructural .....	68
2.2.3.4 Descripción de la distribución arquitectónica .....	68
2.2.3.5 Resistencia a la compresión del concreto.....	69
2.2.3.6 Cargas gravitacionales .....	75
2.2.3.7 Acero de Refuerzo en Elementos Estructurales .....	79
2.2.3.8 Características y clasificación del suelo.....	84
2.2.3.9 Irregularidad y configuración estructural.....	94
CAPÍTULO III.....	98
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....	98
3.1 Análisis de Resultados .....	98
3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.....	98
3.1.1.1 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica FEMA 154 .....	98
3.1.1.2 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica NEC 2015 .....	103
3.1.2 Vulnerabilidad sísmica Método cuantitativo.....	105
3.1.2.1 Configuración estructural.....	105
3.1.2.2 Definición de materiales .....	106

3.1.2.3 Definición de secciones.....	106
3.1.2.4 Definición del espectro elástico de respuesta sísmica.....	108
3.1.2.5 Asignación de cargas.....	112
3.1.2.6 Análisis de resultados del método cuantitativo .....	112
3.1.2.7 Chequeo de los elementos estructurales.....	120
3.1.2.7 Chequeo de los elementos estructurales bajo carga gravitacional .....	130
3.1.3 Análisis Estático no lineal.....	132
3.1.3.1 Modelo de comportamiento de los materiales .....	132
3.1.3.2. Definición de cargas para en análisis estático no lineal.....	134
3.1.3.3 Asignación de las rotulas plásticas.....	137
3.1.3.4 Niveles de amenaza sísmica.....	139
3.1.3.5 Resultados del análisis estático no lineal Pushover .....	141
3.1.2.5 Evaluación del desempeño sísmico.....	148
3.1.3.6 Factor de reducción de respuesta estructural R.....	160
3.1.4 Propuesta de reforzamiento.....	163
3.1.5 Análisis de resultados de la estructura reforzada .....	170
3.1.6 Análisis de los elementos estructurales reforzados .....	177
3.1.7 Análisis estático no lineal con la implementación del reforzamiento.....	189
3.1.7.1 Curva de capacidad de la estructura reforzada.....	194
3.1.7.2 Análisis del desempeño.....	195
3.1.7.3 Representación bilineal de la curva de capacidad.....	200
3.1.7.4 Evaluación del nivel de desempeño .....	202
3.1.8 Periodos de vibración fundamental de la estructura con fórmulas empíricas .....	204
3.1.8 Análisis de la vulnerabilidad sísmica en base a la relación H/T .....	206
3.2 Verificación de la Hipótesis .....	207
CAPÍTULO IV .....	208
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	208
4.1 Conclusiones .....	208
4.2 Recomendaciones.....	210
BIBLIOGRAFÍA.....	211
ANEXOS.....	216

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Valor de Z en función de la zona sísmica adoptada .....	9
<b>Tabla 2:</b> Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA-154 .....	13
<b>Tabla 3:</b> Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA-154 .....	14
<b>Tabla 4:</b> Formulario de Evaluación rápida NEC 2015.....	15
<b>Tabla 5:</b> Tipología del sistema estructural FEMA-154.....	16
<b>Tabla 6:</b> Tipología Estructural NEC .....	17
<b>Tabla 7:</b> Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S FEMA 154 .....	17
<b>Tabla 8:</b> Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S NEC .....	18
<b>Tabla 9:</b> Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado .....	31
<b>Tabla 10:</b> Criterios de Aceptación para columnas de Concreto Reforzado .....	31
<b>Tabla 11:</b> Coeficientes para uso de Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo .....	37
<b>Tabla 12:</b> Coeficientes para uso de Ecuaciones de Periodo Efectivo .....	39
<b>Tabla 13:</b> Niveles de amenaza sísmica .....	41
<b>Tabla 14:</b> Niveles de daño de las estructuras .....	46
<b>Tabla 15:</b> Niveles de daño de las estructuras .....	47
<b>Tabla 16:</b> Matriz de Desempeño .....	48
<b>Tabla 17:</b> Niveles de desempeño Visión 2000.....	49
<b>Tabla 18:</b> Modos de generar vibraciones por acción de personas.....	54
<b>Tabla 19:</b> Grado de percepción de las vibraciones en función del rango de frecuencias y velocidad de pico .....	54
<b>Tabla 20:</b> Formulas del periodo en relación al número de niveles .....	55
<b>Tabla 21:</b> Formulas del periodo en relación a la altura de la edificación .....	56
<b>Tabla 22:</b> Índice de rigidez en relación H/T .....	57
<b>Tabla 23:</b> Especificaciones del martillo Esclerométrico Silver-Schmidt.....	63
<b>Tabla 24:</b> Coordenadas de la ubicación de la edificación.....	67
<b>Tabla 25:</b> Datos del ensayo esclerométrico en vigas .....	71
<b>Tabla 26:</b> Datos del Ensayo esclerometrico en losas .....	72
<b>Tabla 27:</b> Resistencia a compresión de los puntos ensayados .....	73
<b>Tabla 28:</b> Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión ( $f'c$ ) .....	74
<b>Tabla 29:</b> Cuantificación de cargas .....	76
<b>Tabla 30:</b> Peso propio de paredes .....	77
<b>Tabla 31:</b> Adicional de carga muerta por piso .....	78
<b>Tabla 32:</b> Sobrecargas mínimas uniformemente distribuida.....	78
<b>Tabla 33:</b> Sección de vigas y acero de refuerzo .....	82

<b>Tabla 34:</b> Secciones de columna y acero de refuerzo .....	83
<b>Tabla 35:</b> Clasificación del Perfil del Suelo.....	84
<b>Tabla 36:</b> Ensayo de Penetración Estándar .....	87
<b>Tabla 37:</b> Clasificación del suelo según SUGS .....	87
<b>Tabla 38:</b> Ensayo granulométrico .....	88
<b>Tabla 39:</b> Fórmulas para el cálculo de la velocidad de onda de corte $V_s$ .....	90
<b>Tabla 40:</b> Velocidad de Onda para cada método .....	91
<b>Tabla 41:</b> Cálculo de la velocidad de la Onda y la Distribución Normal de la muestra .....	92
<b>Tabla 42:</b> Valores centrales de la Campana de Gauss de la muestra .....	93
<b>Tabla 43:</b> Resumen de a velocidad de onda de corte $V_{s30}$ .....	94
<b>Tabla 44:</b> Factores de carga sísmica y de configuración estructural.....	95
<b>Tabla 45:</b> Espectros de respuesta .....	96
<b>Tabla 46:</b> Descripción de la Inspección Rápida FEMA-154 .....	100
<b>Tabla 47:</b> Descripción de la Inspección Rápida Fema 154.....	101
<b>Tabla 48:</b> Descripción de la Inspección Rápida, NEC-2015 .....	104
<b>Tabla 49:</b> Coeficientes para el cálculo del periodo de vibración por del método 1	109
<b>Tabla 50:</b> Determinación de los valores de (k) .....	111
<b>Tabla 51:</b> Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	113
<b>Tabla 52:</b> Masas acumuladas .....	114
<b>Tabla 53:</b> Torsión en planta .....	115
<b>Tabla 54:</b> Cortante Basal Estático – Dinámico .....	115
<b>Tabla 55:</b> Deriva máximas de piso causados por Cortantes Estáticos y Dinámicos	119
<b>Tabla 56:</b> Momento de diseño y refuerzo por momento.....	122
<b>Tabla 57:</b> Resumen de diseño a corte.....	124
<b>Tabla 58:</b> Resumen del chequeo a torsión .....	125
<b>Tabla 59:</b> Resumen de diseño de la columna con mayor demanda. ....	126
<b>Tabla 60:</b> Coeficientes para el perfil de suelo tipo D.....	139
<b>Tabla 61:</b> Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza.....	140
<b>Tabla 62:</b> Criterio de aceptación de rotulas plásticas de rótulas .....	141
<b>Tabla 63:</b> Rotulas plásticas de rótulas en dirección X .....	141
<b>Tabla 64:</b> Rotulas plásticas en dirección Y.....	145
<b>Tabla 65:</b> Puntos para la bilineal de la curva de capacidad en dirección x.....	150
<b>Tabla 66:</b> Puntos para la bilineal de la curva de capacidad en dirección Y .....	151
<b>Tabla 67:</b> Punto de desempeño en dirección X.....	154

<b>Tabla 68:</b> Punto de desempeño en dirección Y.....	157
<b>Tabla 69:</b> Niveles de desempeño para la dirección X.....	158
<b>Tabla 70:</b> Niveles de desempeño para la dirección Y.....	159
<b>Tabla 71:</b> Secciones de muro.....	164
<b>Tabla 72:</b> Sección de columna reforzada con el encamisado de acero.....	168
<b>Tabla 73:</b> Sección de viga reforzada con el encamisado de acero.....	169
<b>Tabla 74:</b> Coeficientes para el sistema estructural reforzado.....	170
<b>Tabla 75:</b> Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	170
<b>Tabla 76:</b> Masas acumuladas.....	171
<b>Tabla 77:</b> Masas acumuladas.....	172
<b>Tabla78:</b> Cortante Basal Estático – Dinámico.....	172
<b>Tabla 79:</b> Derivas de piso.....	176
<b>Tabla 80:</b> Datos de la viga 35x45.....	177
<b>Tabla 81:</b> Momento positivo resistente de viga reforzada 35x45.....	178
<b>Tabla 82:</b> Momento negativo resistente de viga reforzada 35x45.....	179
<b>Tabla 83:</b> Resistencia de viga reforzada frente a la viga sin reforzar.....	180
<b>Tabla 84:</b> Momento de diseño y refuerzo por momento en viga reforzada 35x45 .	181
<b>Tabla 85:</b> Momento de diseño y momento resistente en viga reforzada 35x45.....	182
<b>Tabla 86:</b> Momento de diseño y momento resistente en viga reforzada 35x45.....	182
<b>Tabla 87:</b> Resumen a torsión.....	183
<b>Tabla 88:</b> Resumen de diseño de la columna 50x50 reforzada con mayor demanda .....	184
<b>Tabla 89:</b> Datos de curva de iteración, columna de 50x50 reforzada.....	184
<b>Tabla 90:</b> Resumen de diseño de la columna 40x40 con mayor demanda.....	187
<b>Tabla 91:</b> Datos de curva de iteración, columna de 40x40.....	187
<b>Tabla 92:</b> Rótulas plásticas, dirección X.....	189
<b>Tabla 93:</b> Rótulas plásticas, dirección Y.....	192
<b>Tabla 94:</b> Resumen de los puntos de desempeño alcanzados.....	197
<b>Tabla 95:</b> Resumen de los puntos de desempeño alcanzados.....	199
<b>Tabla 96:</b> Puntos para la representación bilineal de la curva capacidad, dirección X .....	200
<b>Tabla 97:</b> Puntos para la representación bilineal de la curva capacidad, dirección Y .....	201
<b>Tabla 98:</b> Niveles de desempeño para la dirección X.....	203
<b>Tabla 99:</b> Niveles de desempeño para la dirección Y.....	204

<b>Tabla 100:</b> Formulas empíricas para el cálculo de periodo fundamental por Midorikawa, (1990).....	204
<b>Tabla 101:</b> Formulas empíricas para el cálculo de periodo fundamental por Bard	205
<b>Tabla 102:</b> Comparación de los periodos fundamentales de la estructura.....	205
<b>Tabla 103:</b> Vulnerabilidad de las estructuras en relación H/T .....	206

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Mapa de zonas sísmicas del Ecuador .....	9
<b>Figura 2:</b> Curva de Peligro sísmico para Ambato .....	10
<b>Figura 3:</b> Procedimientos de análisis inelásticos .....	19
<b>Figura 4:</b> Modelo estructural inelástico 3D a partir de las propiedades en los componentes.....	20
<b>Figura 5:</b> Factores que afectan al movimiento sísmico del suelo .....	20
<b>Figura 6:</b> Sistema de un grado de libertad (a) fuerza aplicada p (a) y (b) movimiento del terreno inducido por un sismo .....	21
<b>Figura 7:</b> (a) Pórtico de cortante de 2 niveles y (b) Fuerzas sobre las 2 masas .....	22
<b>Figura 8:</b> Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos.....	23
<b>Figura 9:</b> Procedimientos estáticos no lineales (NSP) .....	24
<b>Figura 10:</b> Esquema de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad.....	25
<b>Figura 11:</b> Modelo de esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado .....	26
<b>Figura 12:</b> Modelo de Park .....	28
<b>Figura 13:</b> Relación fuerza deformación para elementos y componentes de hormigón .....	30
<b>Figura 14:</b> Relación fuerza deformación para elementos de concreto.....	32
<b>Figura 15:</b> Espectro de capacidad .....	34
<b>Figura 16:</b> Tipos de modelos histeréticos .....	36
<b>Figura 17:</b> Conversión (ADRS), a MADRS con una curva de capacidad.....	40
<b>Figura 18:</b> Espectro de demanda.....	42
<b>Figura 19:</b> Espectro elástico de Diseño.....	43
<b>Figura 20:</b> Representación bilineal de la curva capacidad FEMA-356 .....	50
<b>Figura 21:</b> Representación bilineal de la curva capacidad sectorizada.....	50
<b>Figura 22:</b> Punto de desempeño.....	51
<b>Figura 23:</b> Acelerógrafo digital marca Refteck .....	53
<b>Figura 24:</b> Marco metalico en X y K .....	58
<b>Figura 25:</b> Detalle de las conexiones de arriostramiento y paneles metálicos.....	58
<b>Figura 26:</b> Encamisado de concreto reforzado .....	59
<b>Figura 27:</b> Reforzamiento con muros laterales .....	59
<b>Figura 28:</b> Columna con reforzamiento de camisa de acero y pernos de anclaje .....	60
<b>Figura 29:</b> Encamisado de columna con ángulos y platinas metálicas .....	61
<b>Figura 30:</b> Plano arquitectónico N+0.00.....	66



<b>Figura 31:</b> Plano arquitectónico N+3.40.....	66
<b>Figura 32:</b> Plano arquitectónico N+6.80 – 10.20.....	67
<b>Figura 33:</b> Ubicación de la edificación de estudio.....	67
<b>Figura 34:</b> Ensayo del martillo esclerométrico .....	69
<b>Figura 35:</b> Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 4 y D N+3.40m ....	69
<b>Figura 36:</b> Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 4 y F (N+ 6.80m) .	70
<b>Figura 37:</b> Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 6 y D (N+ 10.20m) .....	70
<b>Figura 38:</b> Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 5 y D (N+ 13.60m) .....	71
<b>Figura 39:</b> Sección transversal de losa alivianada .....	75
<b>Figura 40:</b> Distribución de alivianamientos y nervios en la losa .....	76
<b>Figura 41:</b> Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión .....	79
<b>Figura 42:</b> Campana de Gauss de la muestra.....	92
<b>Figura 43:</b> Valores centrales de la Campana de Gauss de la muestra.....	93
<b>Figura 44:</b> Espectro de respuesta de diseño .....	96
<b>Figura 45:</b> Render del modelado.....	105
<b>Figura 46:</b> Definición de propiedades de la columna .....	106
<b>Figura 47:</b> Definición de las propiedades de vigas .....	107
<b>Figura 48:</b> Definición de inercias agrietadas .....	107
<b>Figura 49:</b> Espectro de respuesta .....	108
<b>Figura 50:</b> Aceleración Espectral.....	109
<b>Figura 51 :</b> Coeficiente del cortante basal en dirección X-Y.....	112
<b>Figura 52:</b> Asignación de cargas en e piso N +3.40 .....	112
<b>Figura 53:</b> Periodo de vibración modal método 2.....	113
<b>Figura 54:</b> Cortante Basal Estático $S_x$ – Cortante Basal Dinámico $E_x$ .....	116
<b>Figura 55:</b> Cortante Basal Estático $S_y$ – Cortante Basal Dinámico $E_y$ .....	116
<b>Figura 56:</b> Deriva de piso en dirección X-X (Análisis Estático) .....	118
<b>Figura 57:</b> Deriva de piso en dirección Y-Y (Análisis Estático) .....	118
<b>Figura 58:</b> Deriva de piso en dirección X-X (Análisis Dinámico) .....	119
<b>Figura 59:</b> Deriva de piso en dirección Y-Y (Análisis Dinámico) .....	119
<b>Figura 60:</b> Acero en las vigas del pórtico del eje E en el N+ 6.80 .....	121
<b>Figura 61:</b> Cuantía de acero en el portico de mayor demanda.....	124
<b>Figura 62:</b> detalle de viga tipo .....	126
<b>Figura 63:</b> Diseño a flexo-compresión, acero de refuerzo en $cm^2$ .....	127

<b>Figura 64:</b> Cuantía del acero longitudinal.....	127
<b>Figura 65:</b> Demanda Capacidad eje F5.....	128
<b>Figura 66:</b> Demanda Capacidad eje 7.....	129
<b>Figura 67:</b> Demanda Capacidad eje B.....	129
<b>Figura 68:</b> Detalle de la columna tipo.....	130
<b>Figura 69:</b> cuantía de refuerzo del pórtico eje F.....	130
<b>Figura 70:</b> Cuantía de refuerzo en el piso N+6.80 bajo carga gravitacional. ....	131
<b>Figura 71:</b> Demanda capacidad de columnas bajo carga gravitacional eje F.....	132
<b>Figura 72:</b> Esfuerzo deformación para el modelo de Mander. ....	133
<b>Figura 73:</b> Esfuerzo – deformación del modelo de Park para el acero refuerzo.....	133
<b>Figura 74:</b> Definición de la carga Gravitacional no lineal.....	134
<b>Figura 75:</b> Aplicación de la carga lateral no lineal.....	135
<b>Figura 76:</b> Definición del factor K para la distribución de las fuerzas laterales.....	135
(a) Dirección X.....	135
<b>Figura 77:</b> definición del nudo de control y definición de la carga.....	136
<b>Figura 78:</b> Rotulas plásticas en vigas.....	137
<b>Figura 79:</b> Rotulas plásticas en columnas.....	138
<b>Figura 80:</b> Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza. ....	139
<b>Figura 81:</b> Rótula Plástica en Dirección X d=3.64cm, paso 2.....	142
<b>Figura 82:</b> Rótula Plástica en Dirección X d= 12.15 cm, paso 5.....	143
<b>Figura 83:</b> Rótula Plástica en Dirección X d= 20.41cm, paso 9.....	144
<b>Figura 84:</b> Rótula Plástica en Dirección X d= 20.68cm paso 18.....	144
<b>Figura 85:</b> Rótula Plástica en Dirección Y d= 5.09 cm, paso 2.....	146
<b>Figura 86:</b> Rótula Plástica en Dirección Y d= 13.38 cm, paso 5.....	146
<b>Figura 87:</b> Rótula Plástica en Dirección Y d= 21.60 cm, paso 8.....	147
<b>Figura 88:</b> Rótula Plástica en Dirección Y d= 25.45 paso 12.....	148
<b>Figura 89:</b> Curva capacidad en dirección X-Y.....	149
<b>Figura 90:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X.....	150
<b>Figura 91:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y.....	151
<b>Figura 92:</b> Punto de desempeño de un sismo frecuente en dirección X.....	152
<b>Figura 93:</b> Punto de desempeño de un sismo ocasional en dirección X.....	153
<b>Figura 94:</b> Punto de desempeño de un sismo raro en dirección X.....	154
<b>Figura 95:</b> Punto de desempeño de un sismo muy raro en dirección X.....	154
<b>Figura 96:</b> Punto de desempeño de un sismo frecuente en dirección Y.....	155

<b>Figura 97:</b> Punto de desempeño de un sismo ocasional en dirección Y .....	155
<b>Figura 98:</b> Punto de desempeño de un sismo raro en dirección Y .....	156
<b>Figura 99:</b> Punto de desempeño de un sismo muy raro en dirección Y .....	156
<b>Figura 100:</b> Niveles de desempeño para la dirección X según FEMA-440.....	157
<b>Figura 101:</b> Niveles de desempeño para la dirección Y según FEMA-440.....	159
<b>Figura 102:</b> Desplazamiento ultimo y de fluencia en dirección X .....	161
<b>Figura 103:</b> Desplazamiento ultimo y de fluencia en dirección Y .....	161
<b>Figura 104:</b> Ubicación de los muros .....	164
<b>Figura 105:</b> Columna con platinas metálicas y ángulos de reforzamiento .....	166
<b>Figura 106:</b> Encamisado de viga.....	167
<b>Figura 107:</b> Representación transversal y longitudinal del encamisado de viga ....	168
<b>Figura 108:</b> Modelado de la estructura reforzada .....	170
<b>Figura 109:</b> Cortante Basal Estático $S_x$ – Cortante Basal Dinámico $E_x$ .....	173
<b>Figura 110:</b> Cortante Basal Estático $S_y$ – Cortante Basal Dinámico $E_y$ .....	173
<b>Figura 111:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X .....	174
<b>Figura 112:</b> Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y .....	174
<b>Figura 113:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X .....	175
<b>Figura 114:</b> Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y .....	175
<b>Figura 115:</b> Diagrama momento curvatura de viga reforzada 35x45 para momento positivo.....	178
<b>Figura 116:</b> Diagrama momento curvatura de viga reforzada 35x45 para momento negativo.....	179
<b>Figura 117:</b> Comparación de viga reforzada frente a la viga sin reforzar .....	180
<b>Figura 118:</b> Acero requerido en viga en pórtico de mayor demanda.....	181
<b>Figura 119:</b> Cuantía de acero requerido en viga en pórtico de mayor demanda ....	181
<b>Figura 120:</b> Demanda capacidad en columna de 50x50, eje F4 .....	183
<b>Figura 121:</b> Curva de iteración, columna de 50x50 reforzada, dirección X.....	185
<b>Figura 122:</b> Curva de iteración, columna de 50x50 reforzada, dirección Y .....	185
<b>Figura 123:</b> Demanda capacidad en columna de 40x40, eje E1 .....	186
<b>Figura 124:</b> Curva de iteración, columna de 40x40, dirección X .....	188
<b>Figura 125:</b> Curva de iteración, columna de 40x40, dirección X .....	188
<b>Figura 126:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 1 .....	190
<b>Figura 127:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 3 .....	190
<b>Figura 128:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 15 .....	191
<b>Figura 129:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 16.....	191

<b>Figura 130:</b> Formación de rótulas plásticas, sentido Y, paso 1 .....	192
<b>Figura 131:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección Y, paso 2 .....	193
<b>Figura 132:</b> Formación de rótulas plásticas, dirección Y, paso 19 .....	193
<b>Figura 133:</b> Curva de capacidad de la estructura reforzada, dirección X e Y .....	194
<b>Figura 134:</b> Punto de desempeño, espectro frecuente, dirección X.....	195
<b>Figura 135:</b> Punto de desempeño, espectro ocasional, dirección X .....	196
<b>Figura 136:</b> Punto de desempeño, espectro raro, dirección X .....	196
<b>Figura 137:</b> Punto de desempeño, espectro muy raro, dirección X .....	197
<b>Figura 138:</b> Punto de desempeño, espectro frecuente, dirección.....	198
<b>Figura 139:</b> Punto de desempeño, espectro ocasional, dirección Y .....	198
<b>Figura 140:</b> Punto de desempeño, espectro raro, dirección Y .....	198
<b>Figura 141:</b> Punto de desempeño, espectro muy raro, dirección Y .....	199
<b>Figura 142:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad, dirección X .....	200
<b>Figura 143:</b> Representación bilineal de la curva de capacidad, dirección Y .....	201
<b>Figura 144:</b> Niveles de desempeño en dirección X .....	202
<b>Figura 145:</b> Niveles de desempeño en dirección Y .....	203

## RESUMEN

Para determinar el desempeño sísmico de la estructura en estado actual se realizó un análisis de vulnerabilidad aplicando un método cualitativo y cuantitativo.

En el análisis de vulnerabilidad del método cualitativo se utilizó la técnica de la inspección visual rápida descrita por FEMA 154 y la NEC 2015 tomando en cuenta las características más relevantes de la estructura, el tipo de sistema estructural, las irregularidades en planta y elevación, el año y el código de construcción, presentando un grado de vulnerabilidad alto según Fema 154 y un grado de vulnerabilidad bajo de acuerdo a la NEC 2015. En el análisis cuantitativo, se realizó un análisis lineal para conocer el comportamiento estructural, donde se demostró que no cumplen con la norma NEC 2015, posteriormente se realizó un análisis estático no lineal con las metodologías del ATC-40 y FEMA-440 y donde se comprobó que la estructura no tiene la suficiente capacidad para alcanzar el nivel de desempeño esperado de acuerdo a la NEC 2015.

Con los resultados de las dos metodologías, se propuso el reforzamiento a nivel global con muros de corte y a nivel local con encamisados de acero para vigas y columnas con la finalidad que garantice el cumplimiento de los niveles de desempeño. Por último, se realizó una comparación de los periodos de vibración obtenido por los métodos de la NEC-SE-DS y el periodo obtenido por las formulas empíricas a base de estudios de vibración ambiental, para relacionar el grado de vulnerabilidad de la estructura con los periodos de vibración.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, evaluación, vulnerabilidad, métodos de evaluación, reforzamiento.

## ABSTRACT

To determine the seismic performance of the structure in its current state, a vulnerability analysis was carried out applying a qualitative and quantitative method.

In the vulnerability analysis of the qualitative method, the rapid visual inspection technique described by FEMA 154 and NEC 2015 was used, taking into account the most relevant characteristics of the structure, the type of structural system, irregularities in plan and elevation, the year and the building code, presenting a high degree of vulnerability according to Fema 154 and a low degree of vulnerability according to the NEC 2015. In the quantitative analysis, a linear analysis was carried out to know the structural behavior, where it was shown that no they comply with the NEC 2015 standard, subsequently a non-linear static analysis was carried out with the ATC-40 and FEMA-440 methodologies and where it was found that the structure does not have sufficient capacity to achieve the expected performance level according to the NEC 2015.

With the results of the two methodologies, reinforcement was proposed at a global level with shear walls and at a local level with steel cladding for beams and columns in order to guarantee compliance with performance levels. Finally, a comparison was made of the vibration periods obtained by the NEC-SE-DS methods and the period obtained by the empirical formulas based on environmental vibration studies, in order to relate the degree of vulnerability of the structure with the periods of vibration.

**Keywords:** Seismic performance, evaluation, vulnerability, evaluation methods, reinforcement.

# CAPÍTULO I

## MARCO TEÓRICO

### 1.1 Antecedentes Investigativos

#### 1.1.1 Antecedentes

Las edificaciones de hormigón armado construidas en décadas pasadas son vulnerables a la acción de los sismos porque responden a niveles de conocimientos existentes de la época y de la calidad de materiales disponibles para lo cual es necesario hacer estudios para verificar el desempeño ante diferentes demandas sísmicas[1].

El concepto de diseño por desempeño va más allá de evitar el colapso de una estructura frente a un sismo de diseño una de las ventajas del diseño o de evaluación estructural basada en desempeño, es la acertada estimación de la demanda de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura, a partir de esta estimación se hace posible diseñar la edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual manera es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras que han sido diseñadas bajo criterios y demandas sísmicas diferentes a las estipuladas actualmente en un determinado código de diseño, utilizando técnicas disponibles determinando de una manera más confiable [2].

El objetivo práctico de procedimientos de análisis sísmicos es predecir el comportamiento de las estructuras en futuros terremotos; Los métodos basados en desempeño de las estructuras aplicando procedimientos de análisis estáticos no lineales (NSP) son aplicados desde que los ingenieros reconocen que ante un evento sísmico las estructuras entran en un rango no lineal por esta razón, La Agencia Federal de Manejo de Emergencia de los Estados Unidos (FEMA), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) investiga la no linealidad las cuales están publicadas en los documentos de ATC 40, ATC 55, FEMA 273, FEMA 356 y FEMA 440 que mejora los métodos basados en desempeño aplicando procedimientos de análisis estáticos no lineales (NSP) que son aplicadas en edificios nuevos y edificios existentes, facilitando pautas para la evaluación y diseño de estructuras además determina las capacidades y limitaciones asociadas a los procedimientos, estimando directamente la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas [3].

Para el desarrollo de la ingeniería sísmica por desempeño Visión 2000, que fue iniciada en 1992 por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California y es aplicada para la rehabilitación de las estructuras existentes y el diseño de nuevas. Teniendo como objetivo de desempeño para edificios de variada importancia, en términos de niveles de desempeño y los niveles de peligrosidad recomendados (niveles de sismos de diseño). Reportes como FEMA 273, ATC 40 resultan más simples y el uso es el más frecuente definen diferentes niveles de desempeño, pero los conceptos son muy similares [4].

El Análisis No Lineal Estático (Pushover), es un método aproximado que consiste en empujar lateralmente al edificio mediante una distribución de cargas horizontales, controlando el proceso a través de las cargas aplicadas o de las deformaciones del edificio. El proceso se realiza paso a paso teniendo en cuenta el comportamiento no lineal del edificio, detectando la iniciación de la fluencia, las plastificaciones de sus elementos y la formación del mecanismo de colapso [5].

Para evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente utilizando técnicas disponibles, se puede determinar de una manera más confiable. En el diseño por capacidad se busca que, en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, por lo regular uno diferente al cortante, existen dos técnicas para determinar el desempeño sísmico de estructuras existentes, o para diseñar nuevas estructuras en las que se asegure un criterio particular de desempeño. Estos métodos son: el espectro de capacidad y el método directo basado en desplazamientos. Por su mejor enfoque y práctica aplicación es utilizado el método del espectro capacidad que es un procedimiento gráfico donde se compara la capacidad de la estructura con las demandas que se impone en un determinado movimiento sísmico; la representación gráfica permite la evaluación visual de como la estructura se desempeñara cuando se somete a un movimiento sísmico, la capacidad de la estructura está representada por una curva de fuerza desplazamiento, obtenida a partir de un análisis estático no lineal (“*pushover*”) [2].

La Universidad Austral de Chile presentó un estudio con el tema Análisis del desempeño sísmico de edificios de mediana altura en Viña del Mar durante el terremoto del 27 de febrero del 2010 en donde se estudió el comportamiento sísmico



de dos edificios de hormigón armado que tenían daños de estructurales, tomando un catastro de daños sufridos, verificando el diseño de los elementos dañados norma NCh 433.Of96 (Chile). y el código ACI 318-95. Se estudió la respuesta de los muros con mayor daño frente a carga axial última y peso sísmico mediante el diagrama momento curvatura, finalmente se realizó un análisis no lineal pushover a las estructuras en el programa SAP2000 v.14 para obtener el desempeño sísmico de ellas en base a lo estipulado en el FEMA 356 (FEMA 2000) y ATC40 (ATC, 1996). Determinando que las rotulas de los momentos generados en los muros no presentaron un comportamiento no lineal, en los elementos dañados presentaron en algunos colapsos, un edificio no fue capaz de alcanzar su punto de desempeño para los espectros de demanda impuestos a diferencia del otro aun cuando este presenta déficit de armadura en algunos elementos. Evaluados según la normativa NCh 433.Of 96 [6].

En un estudio realizado para el diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado en la ciudad de México basándose en los criterios de ATC-40 y el RCDF (Norma Local) en donde los resultados obtenidos del diseño por desempeño resultaron ser más precisos que el método por resistencia RCDF [7].

Álvarez y Ruiz en año 2016, presentan una investigación del análisis no lineal Pushover de un edificio de 5 pisos rigidizados mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado en una zona de mayor sismicidad en Cuba utilizando la normativa local e internacional, los niveles de desempeño se determinan del análisis estático no lineal por método espectro capacidad utilizando en programa Sap 2000. El análisis Pushover permitió evaluar los parámetros funcionales que gobiernan el desempeño a estructura presenta un diseño estructural conservador de acuerdo a los límites de deformación empleados como criterio de aceptación para asignar a la estructura un nivel de desempeño según (ATC-40) [5].

Samillán, realizó un análisis sísmico no lineal estático (Pushover) en una edificación de ocho pisos modelando la edificación en función con los criterios estructurales según la normativa E-020, E-0.30, E-060 del Perú en el programa Etabs, realizando un análisis estático no lineal Pushover siguiendo las recomendaciones ASCE/SEI 41-13 obteniéndose la curva de capacidad, también se determinó el mecanismo de

formación de rótulas plásticas en sus elementos estructurales. El punto de desempeño de las estructuras se determinó mediante la aplicación de dos métodos: el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, FEMA 440); y el Método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-13). Se obtiene también la demanda sísmica con el espectro de diseño de la norma E.030 (2018) y por último se obtuvo el desempeño de la estructura de ocho pisos con lo estipulado por el Comité Visión 2000 y el ATC-40 [8].

Con el propósito de disminuir los efectos causados por la amenaza sísmica que afecta al Ecuador la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 presenta requerimientos y metodologías para aplicar a un diseño sismo resistente de edificios buscando cumplimiento de los diversos niveles de desempeño sísmico de las estructuras y evitando su colapso. Sin embargo, el sismo del pasado 16 de Abril del 2016 deja en evidencia que no se aplica correctamente la norma por este motivo muchas de las estructuras que colapsaron estaban diseñadas y construidas con códigos anteriores[9].

La Universidad Técnica de Machala presenta un estudio de análisis por desempeño a Edificio de Aulas de la Unidad Académica de Ingeniería Civil aplicando la NEC-15 y dando como resultados del análisis no lineal estático ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno presentando un nivel de desempeño de ocupación inmediata y un estado de daño global ligero [10].

Así mismo la Universidad de Cuenca evaluó la respuesta sísmica por desempeño de un edificio esencial a porticado de hormigón armado mediante un análisis estático y dinámico no lineal según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, NEC-SE-DS 2015), obteniendo la curva de capacidad y a partir de eso se determinó el punto de desempeño mediante las metodologías de FEMA-440 y ATC-40 dando como resultado que la edificación no cumple con los parámetros de desempeño para una estructura esencial por no cumplir con las derivadas máximas permisibles dadas por la norma actual vigente [11].

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda en la guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras indica que para realizar un análisis estático no lineal y obtener la curva de Capacidad aplica la técnica del (Pushover) efectuando

para el análisis el incremento de la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelva inestables [12].

Estudios de las propiedades dinámicas de las estructuras por vibración ambiental y sismos:

Muriá-Vila et al, mediante un estudio en un edificio de hormigón reforzados de tres niveles determinaron los valores de frecuencia natural obtenidos de las pruebas de vibración ambiental se difieren aproximadamente un 3% del valor medio de aquellos obtenidos por registros sísmicos [13].

Meli et al (1993), mediante instrumentación sísmica en una edificación de 14 niveles en la Ciudad de México verifico que los periodos obtenidos por sismos son mayores que los sismos obtenidos por vibración ambiental. Esta teoría concuerdan de igual manera con la de un estudio en un edificio de 30 niveles realizadas por Miranda y Botero en que los periodos de vibración obtenidos por acelerogramas del sismo de Loma Prieta exceden más del 50% a los medidos con vibraciones de menor amplitud [13].

Así mismo Safak y Celebi en un edificio de 30 niveles en California determinaron que la diferencia entre el periodo fundamental del edificio con los periodos fundamentales de sismo de Loma Prieta (2.63 s) y pruebas de vibración ambiental (1.70s) son del 55% debido a diferentes fenómenos como la interacción suelo – estructura entre otros [13].

Mediante la recopilación de información en dos ciudades de Chile, Midorikawa realizó un estudio de 128 edificios entre dos y treinta niveles, en su mayoría de hormigón armado, en la cual el periodo durante un terremoto es en promedio 20% mayor cuando la aceleración pico es entre 60 a 200  $\text{cm}/\text{cm}^2$  y para aceleraciones pico mayores el periodo se incrementa abruptamente, determinando que el aumento del periodo sugiere que la rigidez de los elementos no estructurales contribuyen a la rigidez total de los edificios a un nivel de amplitud de vibración ambiental, mientras tanto estos elementos no intervienen en la rigidez de la estructura a niveles de amplitud mayor[13].

El congreso de Ciencia y Tecnología ESPE presenta un estudio de vulnerabilidad de estructuras en base a periodos de vibración, con el uso de acelerómetros con el uso de la tecnología la tecnología Arduino. Demostrando la posibilidad de estimar la vulnerabilidad estructural a partir del coeficiente de altura de la edificación sobre el periodo de vibración  $H/T$ . El parámetro decisivo es el periodo de vibración de la estructura, determinado de forma experimental [14].

Heno (2013), presenta un estudio de la identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando un análisis espectral, permitiendo la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras como frecuencia de traslación y torsión, formas modales, y fracciones de amortiguamiento crítico determinando las que la instrumentación sísmica en estructuras es de gran amplitud e importancia [15].

### **1.1.2 Justificación**

A nivel mundial han venido registrando sismos de gran magnitud y cada vez con mayor frecuencia, según el informe realizado en el 2015 por la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR), para 22 países de América Latina y el Caribe durante el periodo comprendido entre 1990-2013, destaca la incidencia del riesgo sísmico en esos países y su impacto en la pérdida de vidas humanas y la destrucción de su infraestructura [16].

La posición del Ecuador en la costa oriental del Océano Pacífico lo hacen parte del llamado “Cinturón del Fuego del Pacífico” que es una de las zonas más susceptible de experimentar los efectos de terremotos debido a la interacción entre la Placa Sudamericana y la Placa Nazca generan una zona de subducción. A nivel mundial, se estima que las zonas de subducción se libera la mayor cantidad de energía sísmica (alrededor de un 80%), lo que ha causado varios eventos destructivos como el terremoto de (1949) en la Ciudad Ambato, Esmeraldas (1979), Reventador(1987), Macas (1995), Bahía (1998) [17], y el más reciente suscitado el 16 de Abril del 2016, con el epicentro en Pedernales - Manabí, dejando edificios colapsados, gran pérdida de vidas y un cuantiosos perjuicios económicos, existieron diferentes causas como: la magnitud del sismo 7.8 grados en la escala de Richter reflejada en los espectros de respuesta obtenidos en la ciudad de Portoviejo que para el rango de periodos que

están alrededor de 0.5 segundos superó notablemente a los espectros que prescriben el Código Ecuatoriano de la Construcción del 2000 y las Normas Ecuatorianas de la Construcción de 2011 y 2015, la construcción de nuevos pisos sobre los ya existentes sin reforzar las estructuras, la tipología estructural y la amplificación de las ondas sísmicas por efecto de sitio [18].

El sismo del 5 de agosto de 1949, en la provincia del Tungurahua conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo, tuvo un alto potencial destructivo debido a la generación de grandes deslizamientos por efectos de sitio en la localidad de Pelileo. Su epicentro, de acuerdo a las últimas investigaciones, se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo. La magnitud calculada en función de las intensidades generadas es de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. el terremoto dejó más de 6 000 muertos; alrededor de 100 000 personas sin hogar y un área afectada de 1 920 km<sup>2</sup>. Las ciudades con mayor destrucción fueron Pelileo 100%, Píllaro 90%, Guano 80% y Ambato 75%. El terremoto de 1949 fue uno de los fenómenos naturales más desastrosos del presente siglo en el Ecuador; las pérdidas materiales tanto para el Estado como para la población fueron incalculables y las consecuencias socioeconómicas afectaron al país durante varios años [19].

Tomando en cuenta lo mencionado anteriormente y que la Ciudad Ambato se encuentra ubicado en un lugar de alto peligro sísmico según lo establecido por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, debido a que en la ciudad atraviesan tres fallas geológicas que son la de Huachi, Ambato, y Totoras las mismas que pueden generar sismos impulsivos, que son de corta duración pero sumamente destructivos por esta razón se debe realizar correctamente el diseño sísmico o evaluación de las estructuras [20].

La aplicación de los estudios de vulnerabilidad en entornos urbanos, deben considerar tanto los aspectos estructurales como los funcionales, operativos y urbanos, que puedan proporcionar información útil para la prevención de desastres[21]. Para poder determinar la vulnerabilidad y el desempeño sísmico del edificio se plantea utilizar la técnica de instrumentación sísmica con los acelerógrafos. Esta técnica se aplica en caso que los edificios van a ser remodelados o en estructuras que tienen alguna situación en particular de vibración o

agrietamientos[22]. La medición de vibraciones en donde se puede obtener el rango de deformación del edificio con la medición de puntos seleccionados, para cada una de las mediciones de vibración se tendrá valores de aceleraciones en función el tiempo[23].

Además se aplicara el Método de análisis estático no lineal (Pushover) que permite evaluar el comportamiento estructural del edificio basado en el desempeño obteniendo la curva de capacidad y los espectros de capacidad y demanda sísmica[5].

Después del análisis de la vulnerabilidad y determinado el nivel de desempeño sísmico que presenta la estructura de la Universidad Técnica de Ambato se deja planteado una o varias soluciones para un reforzamiento sísmico, el cual es la modificación de la estructura, para que sean resistentes a la actividad sísmica [1].

### **1.1.3 Fundamentación Teórica**

#### **1.1.3.1 Riesgo sísmico**

Descripción probabilística del efecto esperado de los daños que se presentan en un estado dado ante las acciones sísmicas que ocurren en un sitio, tomando en cuenta las probabilidades de ocurrencia a que está expuesto como el resultado de la interacción entre el peligro sísmico en el sitio y la función de la vulnerabilidad sísmica; el desempeño esperado en el sistema a partir de su construcción se describe en términos de un modelo probabilístico del riesgo sísmico al que está expuesto como producto de la interacción entre el peligro y la vulnerabilidad [24].

#### **1.1.3.2 Peligro sísmico**

Descripción cuantitativa de probabilidades de ocurrencia de movimientos sísmicos de diferentes intensidades en un sitio durante intervalos de tiempos determinados, se expresa se expresa como la tasa de ocurrencia por la unidad de tiempo (año) [24].

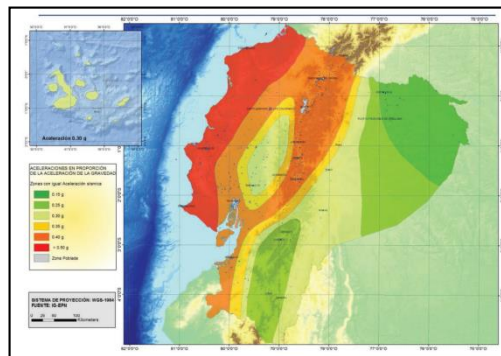
El diseño sismoresistente está basado en modelos probabilísticos que permite determinar la peligrosidad sísmica de sitio de emplazamiento de una estructura a partir de un mapa de peligro sísmico, o mediante curvas de peligro sísmico [9].

### 1.1.3.2.1 Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales

#### Zonificación sísmica y factor Z

Para determinar el peligro sísmico la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo NEC-SE-DS presenta un mapa dividido en seis zonas sísmicas determinando el valor de la aceleración máxima en roca expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (Z) para cada zona como se indica en la figura 1 [9].

**Figura 1:** Mapa de zonas sísmicas del Ecuador



**Fuente:** NEC-SE-DS, (Peligro sísmico)

El mapa de zonas sísmicas proviene de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años para un periodo de retorno de 475 años. Los valores de (Z) en función de la zona sísmica adoptada se presentan en la Tabla 1, determinando que la gran parte de la región presenta una aceleración sísmica alta a diferencia del litoral que presenta una amenaza sísmica muy alta y el nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia [9].

**Tabla 1:** Valor de Z en función de la zona sísmica adoptada

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

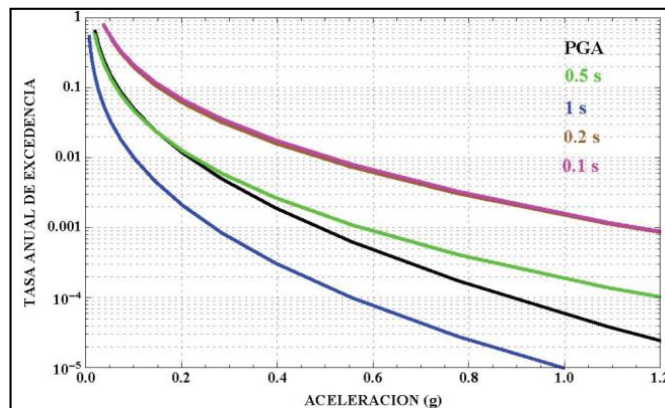
**Fuente:** NEC-SE-DS, (Peligro sísmico)

#### Curvas de peligro sísmico

Para para verificar el nivel de desempeño de las estructuras se utiliza diferentes niveles de peligro sísmico, entre los cuales se presentan los sismos frecuentes, ocasional, raro y muy raro [9].

Las curvas de peligro sísmico probabilista relacionan el valor de la aceleración sísmica del terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia, para definir los niveles de aceleración sísmica esperada en roca, el periodo de retorno es inverso a la probabilidad de excedencia en la Figura 2 se incluye las aceleraciones máximas espectrales para periodos de 0.1, 0.2, 0.5, y 1.0 segundos[9].

**Figura 2:** Curva de Peligro sísmico para Ambato



**Fuente:** NEC-SE-DS, (Peligro sísmico)

### 1.1.3.3 Vulnerabilidad sísmica

Las funciones de vulnerabilidad sísmica de una construcción son relaciones entre diversos indicadores de los daños probables que pueda sufrir una construcción ante un evento sísmico, y depende de la función de densidad de probabilidades del daño físico experimentado por todos los componentes estructurales y no estructurales que integran el sistema, así como de las consecuencias directas e indirectas de dicho daño[24].

### 1.1.3.4 Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.

La vulnerabilidad sísmica en edificios puede evaluarse a partir del análisis cuantitativo mediante modelos numéricos de daño sísmico en estructuras de la inspección visual de edificios existentes o de pruebas de laboratorio que han sido calculadas a partir de un análisis mediante un modelo estructural y cuyos ensayos



han expresados en términos probabilista. Una de las más reconocidas clasificaciones es la de Cornsanejo y Petrini se puede realizar esta evaluación con técnicas directas e indirectas, convencionales e híbridas[25].

Las Técnicas directas predicen directamente, el daño causado por un sismo a partir de dos métodos: a) Tipológicos, que clasifican los edificios en clases dependiendo de los materiales, técnicas, características de construcción y otros factores que influyen en la respuesta sísmica del edificio. b) Mecánicos, que predicen el efecto sísmico en la estructura mediante el uso de modelos mecánicos adecuados. Las técnicas indirectas determinan, como primer paso un índice de vulnerabilidad, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica, mediante estudios post-terremoto y estudios estadísticos. Las técnicas convencionales son esencialmente heurísticas e introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones de una misma tipología, ubicadas en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores cuya contribución a la resistencia sísmica es calibrada por expertos. Las técnicas híbridas combinan las características de los métodos descritos anteriormente, tales como las funciones de vulnerabilidad sobre la base de la vulnerabilidad observada y juicios de expertos [25].

Tomando en cuenta las técnicas descritas anteriormente se clasifican en dos métodos generales que son: cualitativos y cuantitativos. El uso de estos métodos dependerá en el tipo de evaluación que se desea alcanzar y los parámetros se desea determinar[25].

#### **1.1.3.4.1 Métodos Cualitativos de vulnerabilidad sísmica**

El método de análisis cualitativo consiste en la inspección visual rápida (RVS) de las edificaciones con el fin de obtener el grado de vulnerabilidad identificando y examinado estructuras que podrían sufrir graves daños. Para realizar este tipo de inspección visual se tomará en cuenta los formatos que estipulan FEMA 154 y la norma local NEC 2015[26].

#### **1.1.3.4.1.1 Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras según FEMA 154**

El método Rapid Visual Screening (RVS) consiste en la inspección visual rápida de edificios que presentan un grado de amenaza sísmica con el fin de identificar el daño que pueden presentar las estructuras en un evento sísmico, posteriormente se realizara un estudio detallado con expertos o profesionales en el tema. Este método contiene un formulario en donde detalla la descripción minuciosa que contiene todos los detalles a examinar como la localización, número de pisos, año de construcción, área, irregularidades en planta y elevación y el tipo de suelo, los mismos que están relacionados con el desempeño sísmico y que por medio de una puntuación indica el grado de vulnerabilidad que presentan las estructuras. Los mismos que se detallan en la tabla de nivel 1 de alta sismicidad[27].

##### **Pasos del formulario del nivel 1**

1. Detallar la información de la estructura.
2. Identificar el número de pisos, obtener una vista en planta y elevación, por medio de fotografías.
3. Identificar los riesgos geológicos y determinar el tipo de suelo.
4. Identificar las irregularidades de la estructura e identificar los peligros que se encuentran alrededor.
5. Comentar si existe algún tipo de daño exterior que afecte a la estructura.
6. Identificar el tipo de material empleado en la construcción y el sistema estructural determinado por FEMA.
7. Marcar los modificadores de puntuación identificando las irregularidades que presente la estructura, el código y el tipo de suelo.
8. Obtener el puntaje final del nivel  $S_{LI}$ , con la puntuación de los modificadores que dependen del tipo de sistema estructural.
9. Finalmente se completa la parte del alcance de la revisión, otros peligros, las medidas necesarias, y peligro de daños no estructurales presentes[28].

Para determinar el tipo de suelo según Fema establece que debe ser verificado con estudios de suelo, determinando la clasificación de los suelos de A hasta la F, esta

clasificación es muy similar a lo establecido por la norma ecuatoriana del capítulo de peligro sísmico.

En el Nivel 2 utiliza un análisis más profundo de la estructura, dando como resultado una puntuación más alta que el anterior análisis debido a las características de la construcción que se examinan con más detalle describiendo la razón de los modificadores del nivel 1 [27].

**Tabla 2:** Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA-154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P154, Formulario de recolección de datos																	Nivel 1 ALTA SISMICIDAD	
FOTOGRAFÍA	Dirección: _____																	
	Código Postal: _____																	
CROQUIS	Otros identificadores: _____																	
	Uso: _____																	
	Latitud: _____ Longitud: _____																	
	Ss: _____ s1: _____																	
	Evaluadores: _____ Fecha/hora: _____																	
	N° pisos: sobre NTP: _____ bajo NTP: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST Area total en planta:(m2) _____ Año código: _____																	
	Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, añode construcción:																	
	Ocupación: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental																	
	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(suelo denso)																	
	<input type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suve) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) DKN(Asumir tipo D)																	
Peligros geológicos: Licuefacción:Si/No/DKN Deslizamiento:Si/No/DKN Ruptura de supericie: Si/No/DKN																		
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos																		
Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo)																		
Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros																		
COMENTARIOS																		
Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada																		
<b>TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)</b>																		
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	
Irregularidad en elavación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	
Irregularidad en elavación moderada, VL1	-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	
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1	-1	-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-Código	-1.1	-1	-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	-0.1	
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	
Tipo de suelo 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	
Tipo de suelo 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	
Tipo de suelo 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, Smín	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	
<b>PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL ≥ Smín</b>																		
<b>EXTENCIÓN DE LA REVISIÓN</b>				<b>OTROS PELIGROS</b>							<b>ACCIÓN REQUERIDA</b>							
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aéreo				Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada?							Se requiere una evaluación detallada?							
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso				<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2> que el puntaje limite aceptable )							<input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación							
Planos revisado: <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No				<input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes							<input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable							
Fuente de tipo de suelo:				<input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F							<input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes							
Fuente de Peligro Geológicos:				<input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural							<input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada.							
Persona contacto:				<input type="checkbox"/> Aéreo existente							<input type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN							
<b>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</b>																		
<input type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2																		
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No																		
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																		

Fuente: FEMA 154,

**Tabla 3: Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA-154**

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos				Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos				ALTA SISMISIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.						
Nombre del edificio:		Puntaje final nivel 1:		SL1=_____ (no se considera SMIN)		
Inspector:		Modificadores de irregularidad N1		Irregularidad vertical, VL1=_____ Irregularidad en planta, PL1=_____		
Fecha/hora:		PUNTAJE BASE AJUSTADO:		S'=(SL1-VL1-PL1)=_____		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE						
Tema	Aspecto (síes verdadero, encerrar en un círculo del modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)			Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1:Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la dedificación respecto al otro				VL2=_____ (Tope en -1.2)
		Edificación no W1:Existe al menos un pisos de diferencia l entre un lado de la dedificación respecto al otro				
	Piso debil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1:con pndes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no armostrada en el espacio dejado				
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje:Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma linea ( para multiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40 cm de pared)				
		Edificación W1A con abertura frontal:Existen aberturas en planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación				
		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 esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior				
	Discontinuidad	Edificación no W1:La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior				
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo				
	Columnas cortas	Los elemntos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos inferiores				
		Existe una discontinuidad en el plano de los elemntos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos				
Nivel desplazado	C1,C2,C3,PC1,PC2, RM1, RM2:A1 menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este nivel					
	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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna					
Otra irregularidad	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo					
	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación					
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación					
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional:El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)				PL2=_____ (Tope en -1.1)	
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí					
	Esquinas reentrante:Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección					
	Abertura de diafragma de piso:Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50%del ancho total de diafragma en ese nivel					
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones C1,C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta					
Otra irregularidad:Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación						
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elentos lateraes en cada lado de la edificación en cada dirección					
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm		El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1		
		Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra				
		La edificación esta al final del bloque o manzana				
Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostramiento					
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórticoresistente a momento					
Edificación PCI/RM1	Existen uniones de 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 Readecuación)					
Edificación PCI	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas paredes como en una bodega)					
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes					
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda					
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados					
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2+PL2+M) ≥ Smín:				Transferir a formulario 1		
Se observa algun daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No						
Síes afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación						
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES						
Ubicación	Aspectos (Chequear "Sí o no"			Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada noa mrostrada o una chimenea de mampostería no reforzada					
	Existe revestimientos pesados					
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan estar soportados inadecuadamente					
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales					
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes					
	Existe una edificación adyacente mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados					
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer					
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o comedores de salida					
Otro peligro no estructural que pueda caer						
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro apropiado y transferirlo 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 type="checkbox"/> Peligros no estructurales nenores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada no requerida						
Comentarios :						

Fuente: FEMA-154

### 1.1.3.4.1.2 Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras según NEC 2015

En la Guía práctica para la evaluación y rehabilitación de estructuras en conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. La evaluación visual rápida de peligro sísmico para edificaciones, está basada en FEMA-154 en la cual el profesional que lo realiza únicamente necesita realizar una visita a la edificación y llenar un formulario que se detalla a continuación en la tabla 4[12].

**Tabla 4:** Formulario de Evaluación rápida NEC 2015

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:												
	Direccion:												
	Nombre de la edificacion:												
	Sitio de referencia:												
	Tipo de uso:						Fecha de evaluacion:						
	Año de construccion:						Año de remodelacion:						
	Area construida en m2:						Numero pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL												
	Nombre del evaluador:												
	C.I.:												
Registro senescyt:													
Fotografía													
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1								
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2								
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin	C3	Portico acero doblado en frio	S3								
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado	PC	Portico acero laminado con muros	S4								
			PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5								
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINALS													
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE EDIFICACION													
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
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
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION													
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	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 transicion (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
Postcodigo 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
TIPO DE SUELO													
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	-0.4
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	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluacion especial												
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad												
S > 2,5	Baja vulnerabilidad												
													Firma responsable Evaluacion
OBSERVACIONES.-													

**Fuente:** Guía Práctica de evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC

La tipología de sistema estructural en FEMA-154 es diferente de la guía práctica de evaluación y rehabilitación de estructuras en las que plantean las siguientes tablas para los diferentes tipos de sistemas.

**Tabla 5:** Tipología del sistema estructural FEMA-154

W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
W1A	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrado
S1	Edificio con estructura de acero resistente a momento
S2	Edificio con estructura de acero arriostrado
S3	Construcciones metálicas ligeras
S4	Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in situ
S5	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Edificios de hormigón resistentes a momentos
C2	Edificio de hormigón con muros estructurales
C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
PC1	Edificio de hormigón pre fabricado
PC2	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo
RM2	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo
URM	Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.

MH	Las viviendas prefabricadas.
----	------------------------------

**Fuente:** FEMA 154

**Tabla 6:** Tipología Estructural NEC

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 prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

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

La clasificación de la tipología estructural como la altura, las irregularidades en planta, en elevación, los códigos que fueron construidos y el tipo de suelo son necesarios para poder determinar los factores modificadores de puntuación [27]. El tipo de suelo se clasifica de acuerdo a las tablas de FEMA-154 Y NEC-15

El puntaje estructural final, S es una estimación o probabilidad de que la edificación colapsará si se produce un evento sísmico, la cual está basada en modificadores.

**Tabla 7:** Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S FEMA 154

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico		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
Irregularidad en elevación severa, VL1		-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
Irregularidad en elevación moderada VL1		-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
Irregularidad en planta (PL1)		-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-Código		-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 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)		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
Tipo de suelo 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ S <sub>min</sub>																		

**Fuente:** FEMA 154

Los puntajes básicos y modificadores se determinan en base a la probabilidad de colapso que tiene la estructura aplicando un análisis de fragilidad, con el uso de la

metodología modificada de HAZUS estos puntajes pasan a ser puntajes S. Además, se utilizará la puntuación mínima para evitar las puntuaciones negativas [26].

**Tabla 8:** Puntajes Básicos, modificadores y puntaje final S NEC

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 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

En el caso que un modificador no aplica para un determinado tipo de sistema estructural, el valor se representa con N/A que indica no aplicable. La Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación en el formato para una inspección visual rápida se basa en la norma americana, a diferencia que esta toma en cuenta tres tipos de suelo C,D,E para calificar a una estructura a pesar que la NEC 2015 especifica 6 tipos, esto se debe a que se considera que las edificaciones cimentadas en suelo tipo A y B no son afectadas significativamente frente a un sismo y el tipo F no se puede realizar una inspección visual rápida y se necesita la evaluación de un ingeniero Geotécnico[12].

El grado de vulnerabilidad se determina en base al puntaje estructural final S de acuerdo a los modificadores descritos anteriormente, sumando y/o restando los puntajes según sea el caso y el tipo de sistema estructural. Si S es mayor a 2.5 se considera una vulnerabilidad baja, si esta entre 2 y 2.5 se considera una vulnerabilidad media, si es menor a 2 entonces la estructura se considera de alta vulnerabilidad y requiere un análisis especial [12].



FEMA-154 presenta dos niveles de análisis para determinar la vulnerabilidad a diferencia de la Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC. El segundo nivel de FEMA se aplica cuando se requiera realizar un análisis minucioso de la estructura, en este nivel describe la razón de los modificadores descritos del nivel 1 [12][27].

### 1.1.3.5 Métodos cuantitativos

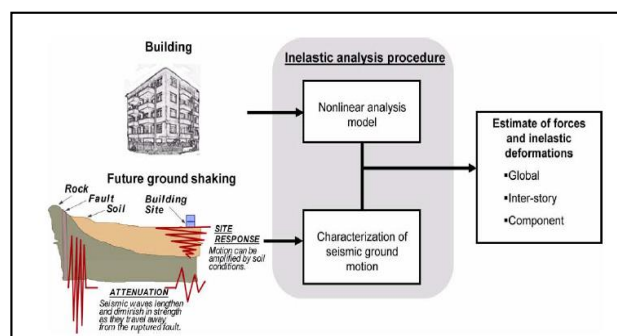
Los métodos cuantitativos permiten la aplicación de diferente análisis estructural entre los cuales son: Lineal estático, lineal dinámico, no-lineal estático y no-lineal dinámico. Los métodos no-lineales producen una representación más exacta de su respuesta y desempeño. Reconociendo las fortalezas del análisis no-lineal, estos métodos tienen límites menos conservadores en cuanto a la respuesta permisible de la estructura[12].

La diferencia que existe entre los distintos análisis no lineales depende del nivel de detalle del modelo estructural y la caracterización sísmica[3].

#### 1.1.3.5.1 Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos

En el diseño o evaluación de estructuras se utiliza un análisis sísmico inelástico el cual el objetivo es predecir el comportamiento de una estructura en un futuro terremoto determinando la magnitud de deformaciones y distorsiones inelásticas, en diseño basado en desempeño (PEB) caracteriza el daño esperado en elementos estructurales y no estructurales, el análisis son predicciones de los parámetros de demanda de la ingeniería dentro de los modelos estructurales que son utilizados y posteriormente determinar el rendimiento basados en criterios de aceptación [3].

**Figura 3:** Procedimientos de análisis inelásticos

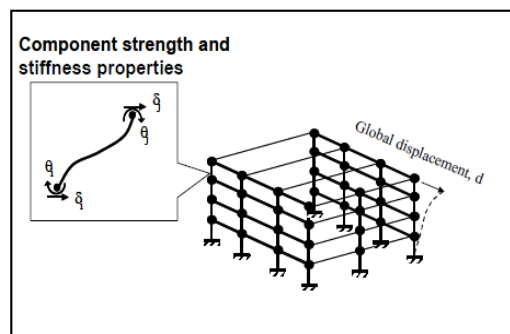


Fuente: FEMA-440

### 1.1.3.5.2 Modelado estructural

Los modelos estructurales en el análisis inelástico poseen propiedades post elásticas de resistencia y deformación adicionalmente de las propiedades inelásticas iniciales. Estas propiedades se basan normalmente en aproximaciones derivadas de los resultados de las pruebas en componentes individuales o análisis teóricos[3].

**Figura 4:** Modelo estructural inelástico 3D a partir de las propiedades en los componentes



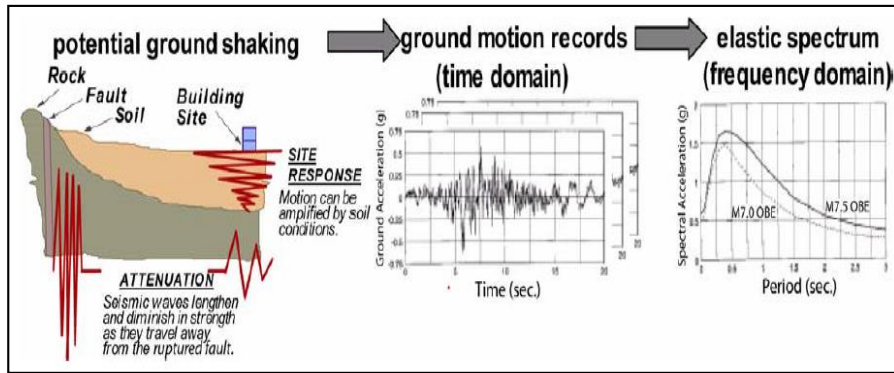
Fuente: FEMA-440

### 1.1.3.5.3 Caracterización del movimiento sísmico del suelo

En el momento de un terremoto, la amplitud, la fase y el contenido de frecuencia dependen de las características del origen de la magnitud, mecanismo de ruptura, orientación de falla con respecto al sitio, adicionalmente las características del temblor se ven afectadas por atenuación que se produce a medida que las ondas sísmicas se propagan a través de la roca desde la fuente hasta el sitio y por los efectos locales de sitio[3].

En la Figura 5 se puede visualizar la fuente, la atenuación y los efectos de sitio como afectan el comportamiento del temblor del suelo expuestos en los registros de movimientos en los gráficos se puede identificar la velocidad, aceleración y el desplazamiento de un punto en la superficie del suelo en función del tiempo, estos registros pueden ser definidos como espectros elásticos que miden la reacción de una estructura ante la vibración del suelo[3].

**Figura 5:** Factores que afectan al movimiento sísmico del suelo



Fuente: FEMA 440

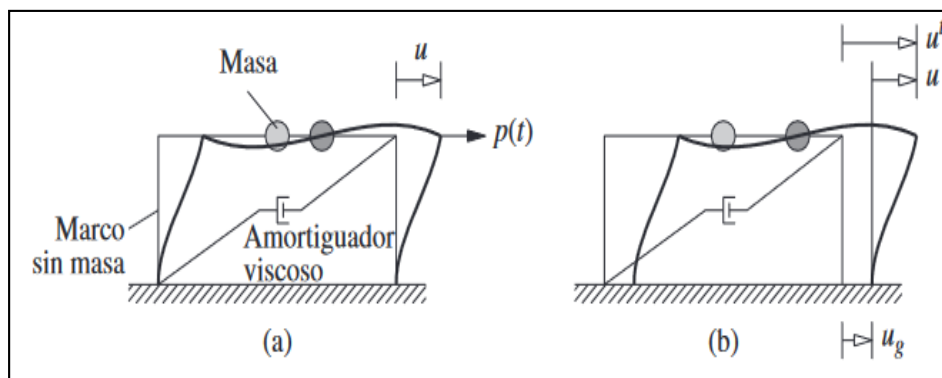
### 1.1.3.5.4 Respuesta dinámica de estructuras

La respuesta dinámica se identifica por medio de la aceleración y el desplazamiento de respuesta de un sistema estructura sujeto a movimientos sísmicos. Las propiedades de una estructura, como la rigidez, la masa, la resistencia y el amortiguamiento, influyen en la respuesta dinámica[29].

### 1.1.3.5.5 Sistemas simples de un grado de libertad (SDOF)

Sistemas simples de un grado de libertad (SDOF: single-degree of freedom), que consiste en una masa concentrada en el nivel de techo, un pórtico sin masa que provee rigidez y un amortiguador viscoso que disipa la energía de vibración del sistema, como se indica en la Figura 6. Se supone que vigas y columnas son axialmente indeformables. Este sistema puede ser considerado como una idealización de una estructura de un piso, cada miembro estructural (viga, columna, muros, etc.) de la real estructura contribuye a las propiedades inerciales (masa), elásticas (rigidez o flexibilidad), y de disipación de la energía (amortiguamiento) de la estructura, sin embargo, en el sistema idealizado, cada una de estas propiedades se concentran en tres componentes distintos: masa, rigidez y amortiguamiento[30].

**Figura 6:** Sistema de un grado de libertad (a) fuerza aplicada p (a) y (b) movimiento del terreno inducido por un sismo



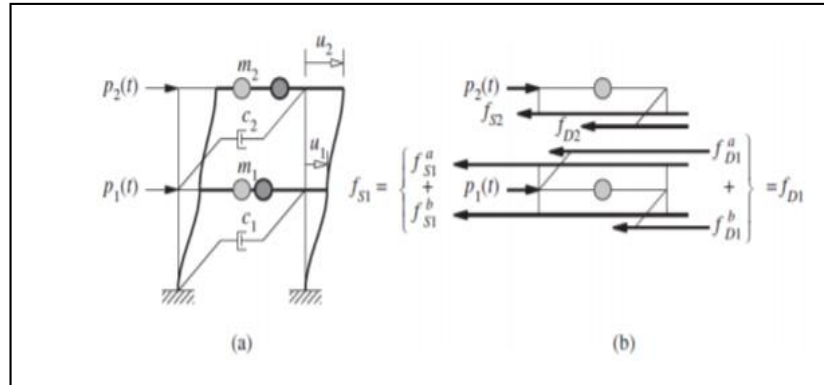
**Fuente:** Dinámica de estructuras

El número de desplazamientos independientes requeridos para definir las posiciones desplazadas de todas las masas en relación con su posición original se denomina el número de grados de libertad (GDL) para el análisis dinámico se requieren más GDL para definir las propiedades de rigidez de una estructura que los GDL necesarios para representar las propiedades inerciales. El problema de análisis estático debe formularse con tres GDL (el desplazamiento lateral y la rotación de los dos nudos) para determinar la rigidez lateral del pórtico. Se considerarán dos tipos de excitación dinámica: (1) a fuerza externa  $p(t)$  en la dirección lateral (Figura 6-a), y (2) el movimiento del terreno  $u_g(t)$  inducido por un sismo (Figura 6-b). En ambos casos  $u$  indica el desplazamiento relativo entre la masa y la base de la estructura[30].

#### 1.1.3.5.6 Sistemas múltiples de grados de libertad (MDOF)

En los sistemas estructurales debido a que la respuesta en el tiempo (desplazamientos o giros) varían tanto en amplitud como en deformación se deben modelar como sistemas MDOF. Las edificaciones de altura corresponden a un modelo matemático de 3 grados de libertad por cada piso que se resuelve si cada uno de los entrepisos corresponden a diafragmas infinitamente rígidos, es decir, que no exista la posibilidad de alargamientos del sistema de piso ni deformaciones fuera de su plano [30].

**Figura 7:** (a) Pórtico de corte de 2 niveles y (b) Fuerzas sobre las 2 masas



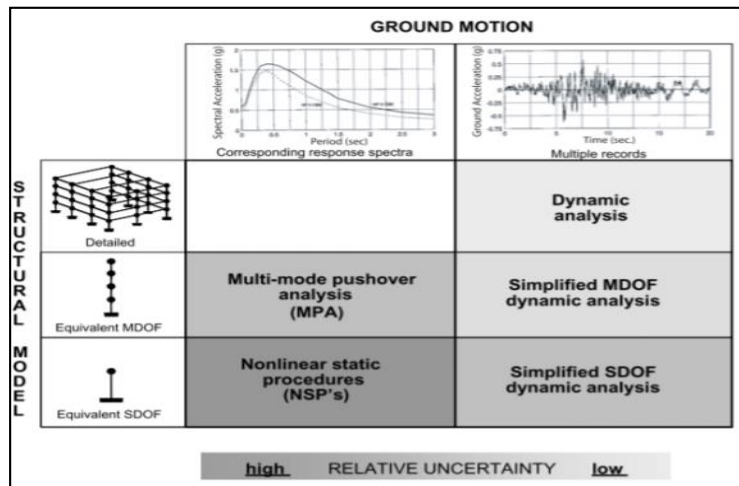
**Fuente:** Dinámica de estructuras

En el caso de edificaciones de varios pisos, con forjados rígidos, es posible esquematizar la estructura considerando una sola masa concentrada en cada piso, obteniendo así el mínimo número de grados de libertad. En el caso de un edificio de  $n$  plantas, con diafragma horizontal, infinitamente rígido en su plano, y columnas infinitamente rígidas axialmente, puede ser descrito con solo tres grados de libertad por piso (2 traslacionales y 1 rotacional) [29].

### 1.1.3.5.7 Alternativas para un análisis inelástico

Para determinar el tipo de análisis inelástico es necesario tomar en cuenta las combinaciones de los tipos de modelos estructurales y la caracterización del movimiento sísmico. Además, depende el propósito del análisis[3].

**Figura 8:** Procedimientos de análisis sísmicos inelásticos

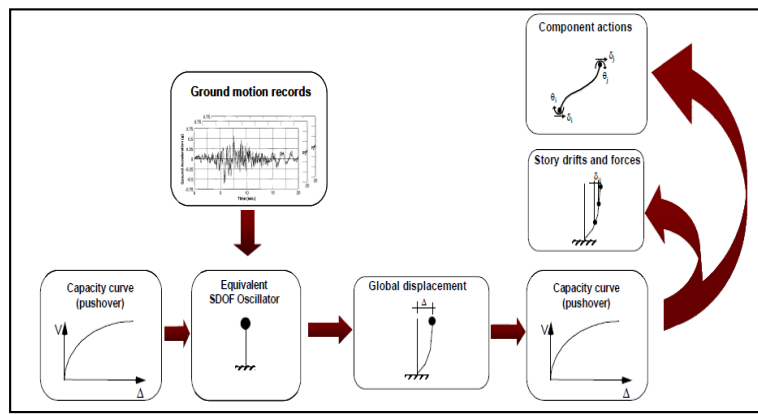


**Fuente:** FEMA-440

### 1.1.3.5.8 Análisis estático no lineal

Los procedimientos estáticos no lineales (NSP) convierten modelos equivalentes MDOF a modelos estructurales equivalentes SDOF y representan el movimiento sísmico del suelo con espectros de respuesta en lugar de los registros de movimiento del suelo. Los espectros producen desplazamientos máximos globales, derivas de piso fuerzas y demás componentes que están relacionadas con la demanda global de la curva capacidad [3].

**Figura 9:** Procedimientos estáticos no lineales (NSP)



**Fuente:** FEMA 440

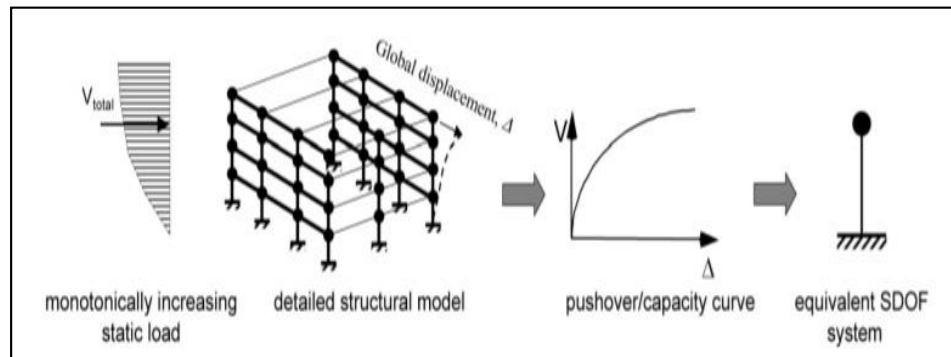
Para determinar el grado de vulnerabilidad que presenta una estructura la NEC-SE-RE sugiere aplicar un análisis estático no lineal con el objetivo de determinar la capacidad de la estructura y el punto de desempeño ante una demanda sísmica [12].

#### **Análisis Estático no lineal (Pushover)**

Es una técnica que sirve para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal  $V$  con el desplazamiento lateral máximo en el tope  $Dt$ . Generada al someter al modelo estructural a uno o más patrones de carga lateral y posteriormente incrementar la magnitud de la carga total y generar la relación no lineal de la fuerza deformación inelástica a nivel global de la estructura, la representación aproximada de las aceleraciones relativas es el vector de cargas que esta asociadas con el primer modo de vibración[1].

El “pushover” se define como “hacer caer” siendo un proceso de simulación que lleva a la edificación al colapso determinado las condiciones que posiblemente podrían ocurrir [31].

**Figura 10:** Esquema de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad



**Fuente:** FEMA 440

Para aplicar la técnica del Pushover es necesario obtener la siguiente información.

- Características de los materiales
- Geometría de los elementos y el acero de refuerzo longitudinal y transversal.
- Cargas gravitacionales (permanentes y variables) que actúan sobre la estructura.
- Resistencia de vigas y columnas.
- Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura.
- Determinar las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones.

Este tipo de análisis se basa en que aparezcan las primeras deformaciones por las cargas gravitacionales y posteriormente actúan las cargas laterales incrementadas en forma secuencial en una dirección hasta la formación de la primera rotula plástica y se presente una redistribución de rigidez de la estructura, mediante un proceso repetitivo hasta alcanzar el colapso total de la estructura[32].

En el documento FEMA-356 establece que los componentes y elementos primarios (parte del sistema estructural) deben ser evaluados para fuerzas y deformaciones inducidas por sismos en combinación con efectos de carga de gravedad y los elementos secundarios (elementos no estructurales) deben ser evaluados para deformaciones inducidas por sismos en combinación con los efectos de carga por

gravedad, esto se debe a que no aportan rigidez y amortiguación confiable para resistir los movimientos del suelo de gran intensidad [31].

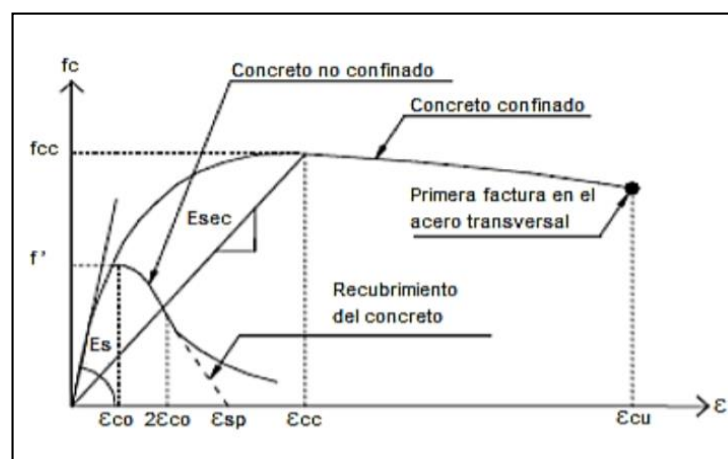
Para determinar los desplazamientos globales de la estructura en el momento de realizar el análisis FEMA-356 recomienda aplicar un modo de control en el centro de masas de en el último piso, pero nunca en la tapa gradas por la poca rigidez que este aporta [31].

### 1.1.3.5.8.1 Modelo de comportamiento de los materiales

#### Modelo de comportamiento del Hormigón

El modelo desarrollado por Mander y otros investigadores toma en cuenta la tensión – deformación para el hormigón sujeto a compresión uniaxial y confinado con refuerzo transversal. La sección de hormigón debía contener cualquier tipo de acero de confinamiento. En las pruebas indicaron que el confinamiento del hormigón con refuerzo transversal mediante una disposición adecuada resulta en un aumento significativo de resistencia y ductilidad del hormigón confinado. En la figura 11 se observa dos curvas en donde el hormigón confinado presenta un incremento a la resistencia a compresión y su capacidad de deformación, a diferencia de la curva del hormigón sin confinamiento[33].

**Figura 11:** Modelo de esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado



**Fuente:** B. Mander, M. Priestley y R. Park, (1988)



El modelo propuesto por Mander para el comportamiento del hormigón confinado presenta las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

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

Formulas relacionadas con el módulo de elasticidad:

$$x = \frac{E_s}{E_s - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

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

$$fl = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh}$$

Donde:

$f_{cc}$  = Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

$f'$  = Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado

$fl$  = Presión radial 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

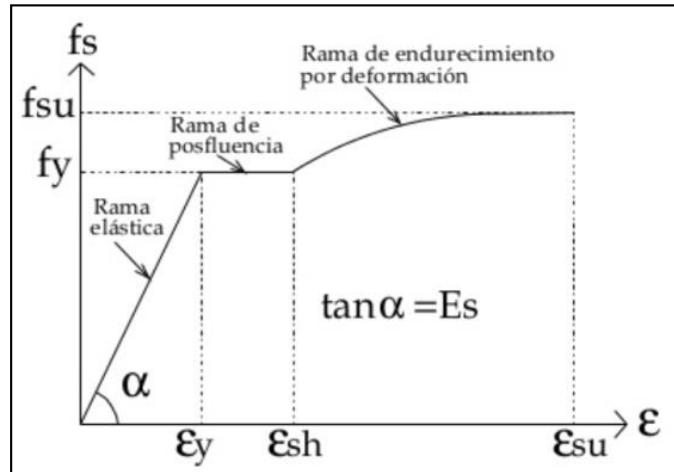
$\rho_s$  = Radio volumétrico del refuerzo transversal

$f_{yh}$  = Esfuerzo de fluencia del acero transversal [33].

## Modelo de comportamiento del Acero

Para determinar el comportamiento del acero se utiliza una aproximación trilineal (curva completa). El modelo de Park consiste en una aproximación de la curva esfuerzo-deformación a tensión del acero, en el cual considera tres zonas, la primera la zona elástica lineal, seguida de la zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la que el acero recupera su habilidad de resistir cargas [34].

**Figura 12:** Modelo de Park



**Fuente:** T. Paulay y R. Park, Reinforced Concrete Structures, (1975)

A continuación, se indica las ecuaciones utilizadas para determinar el comportamiento del acero:

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$f_s = f_y$$

$$0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$$

$$\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$$

$$\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[ \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^2$$

$$\rho = E_{sh} \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{(f_{su} - f_y)}$$

Donde:

$E_s$  = Módulo elástico del acero

$E_{sh}$  = Módulo tangente al inicio del endurecimiento

$f_{su}$  = Tensión ultima

$f_y$  = Tención de fluencia

$\epsilon_{sh}$  = Deformación final de fluencia

$\epsilon_{su}$  = Deformación ultima [34].

#### **1.1.3.5.8.2 Rotula plástica**

Se puede definir a las rotulas plásticas como el mecanismo localizadas en zonas específicas de los elementos estructurales, estas permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección [35].

La longitud plástica ( $L_p$ ) presentada en la siguiente ecuación determina la zona específica donde las rotaciones crecen con mayor rapidez [35].

$$L_p = \frac{(M_u - M_y)}{V}$$

Donde:

$M_u$  = Momento resistente a flexión

$M_y$  = Momento de fluencia

$V$  = Cortante de la fuerza.

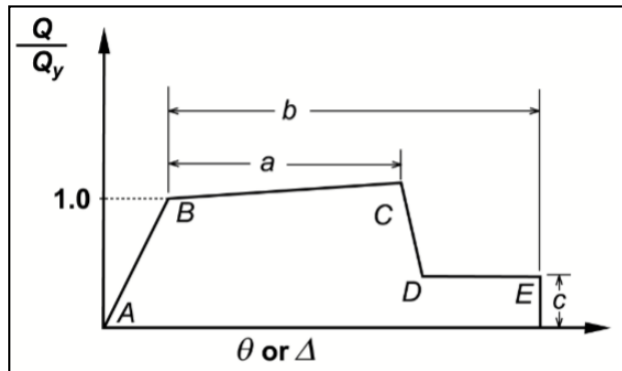
#### **1.1.3.5.8.3 Elementos dúctiles de hormigón armado**

La base de un análisis sísmico no lineal es la relación momento curvatura se puede analizar en cada uno de los elementos principales de la estructura, permitiendo encontrar la capacidad de ductilidad por curvatura, la reserva de ductilidad por curvatura cuando se conoce la demanda de ductilidad, inercias agrietadas,

redistribución de momentos y el índice de daño que presentan los elementos estructurales[1].

En el análisis no lineal es importante conocer el comportamiento que presentan los componentes y elementos estructurales, para esto FEMA 356 usa la relación entre fuerza-deformación para poder determinar dicho comportamiento los elementos[31].

**Figura 13:** Relación fuerza deformación para elementos y componentes de hormigón



**Fuente:** FEMA-356

La Figura 13 indica las deformaciones pueden ser expresadas como curvatura, rotación o elongación, los parámetros (a) y (b) se refieren a la deformación que sucede después de la fluencia, estas representan las deformaciones inelásticas. El parámetro (c) es la resistencia reducida después del descenso de los puntos C y D, todos estos valores se definen numéricamente en función del tipo de elemento estructural, tipo de falla, confinamiento, características geométricas y estructurales[31].

Cuando la figura 13 está asociada a tensión o flexión la resistencia  $(Q/Q_y) = 1$  representa el valor de fluencia después del cual el elemento presenta un endurecimiento a medida que se deforma. Cuando  $(Q/Q_y) = 1$  está asociada a compresión, este representa el valor en el cual el concreto empieza a agrietarse seguido de un endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón que está confinado. Finalmente cuando la Figura 13 está relacionada con la resistencia a cortante el valor  $(Q/Q_y) = 1$  es la resistencia a cortante de diseño [31].

Para modelar los puntos del diagrama ASCE 41-13 establece los valores en las tablas 9 y 10 para vigas y columnas, así como también criterios de aceptación para todos

los puntos de los niveles de desempeño tomando en cuenta el tipo de elemento estructural, el tipo de falla, las solicitaciones que presentan los elementos [36].

**Tabla 9:** Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
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>						
$\rho_{\text{bal}}$								
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥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 ≤ 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 ≤ 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 ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) 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

**Tabla 10:** Criterios de Aceptación para columnas de Concreto Reforzado

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		IO	LS	CP
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$				
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		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>						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

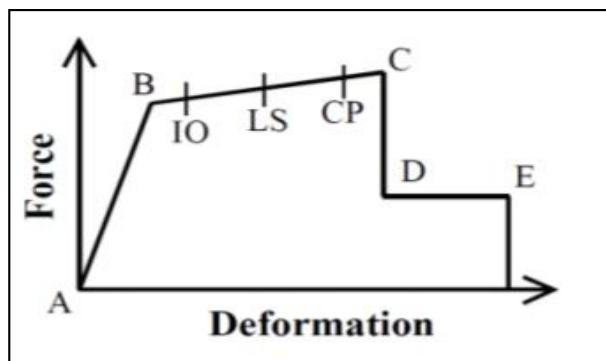
NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development 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 ( $V_c$ ) 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

#### 1.1.3.5.8.4 Relación fuerza deformación en elementos de concreto

En la figura 14 describe una relación lineal desde un componente sin carga (A) a un rendimiento efectivo (B), posteriormente una reducción de rigidez lineal entre el punto (B y C), a continuación, una reducción sustancial de resistencia a carga lateral en el punto (D), siguiendo hasta una reducida resistencia lateral en el punto (E) con una pérdida total a partir de ese punto[31].

Figura 14: Relación fuerza deformación para elementos de concreto



**Fuente:** FEMA-356

Los puntos IO, LS, CP son usados como criterios aceptables de formación de rótulas plásticas, donde: [31].

IO = Stand for immediate occupancy (de inmediata ocupación) [31].

LS = Life safety (seguridad para la vida) [31].

CP = Collapse prevention (prevención de colapso) [31].

### **1.1.3.5.9 Capacidad**

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y habilidad de deformación de los elementos individuales de la estructura, para lo cual se necesita conocer las dimensiones y armadura de refuerzo de las secciones, las características no lineales de los materiales constitutivos debido a la fluencia, agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento y fisuración además la geometría no lineal consecuencia del cambio de forma en la estructura[12].

Para determinar las capacidades después del límite elástico mediante el análisis pushover el cual usa una serie de análisis elásticos secuenciales súper impuestos para generar un diagrama de capacidad (fuerza desplazamiento) aproximado de la estructura de análisis. El modelo matemático de la estructura se va modificando para tomar en cuenta la reducción de la rigidez y resistencia de los componentes que van alcanzando la fluencia. Una distribución de fuerzas laterales se aplica nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan la fluencia. Este proceso se aplica de forma repetida hasta que la estructura se vuelve inestable o colapse. En este caso el límite es el desplazamiento en la parte superior de la estructura [12].

#### **1.1.3.5.9.1 Curva capacidad**

Es la relación existente entre el desplazamiento de la estructura provocado por una carga lateral aplicada en toda la altura de la estructura, la curva se obtiene por el análisis pushover. Por medio de la curva capacidad se obtiene el espectro de capacidad [35].

La curva se representa como el corte basal ( $V_o$ ), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación ( $\Delta_n$ ). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cadencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “pushover” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto[37].

### 1.1.3.5.9.2 Método Espectro Capacidad

Utilizando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (“Acceleration- Displacement Response Spectra”) donde se representa la aceleración espectral ( $S_a$ ), respecto al desplazamiento espectral ( $S_d$ ), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto ( $V_{oi}$  ,  $\Delta_{ni}$ ) de la curva de capacidad, corresponde a un punto( $S_{ai}$  ,  $S_{di}$ ) del espectro de capacidad, según:[37]

$$S_{di} = \frac{\Delta_{ni}}{\beta_1 \cdot \phi_{1,n}}$$

$$S_{ai} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1}$$

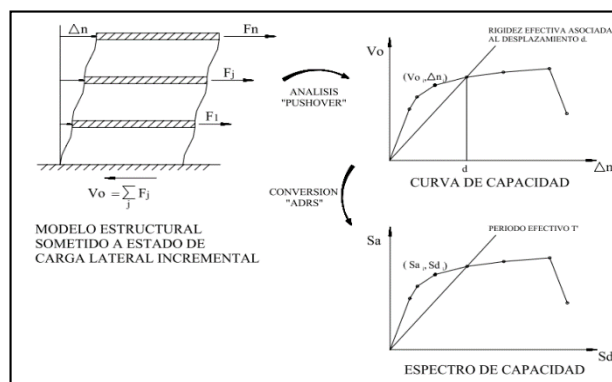
Donde:

$\alpha_1$  = Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración

$\beta_1$  = Factor de participación asociado al modo fundamental

$\phi_{1,n}$  = Amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental

**Figura 15:** Espectro de capacidad





**Fuente:** Yepez J, Desempeño sísmico de edificaciones esenciales

En el sistema no lineal se estima el desplazamiento máximo con la intersección de la curva capacidad y el espectro de respuesta elástica el cual es recudido para tomar en cuenta la energía disipada por estructura flexible, el procedimiento simplificado de análisis inelástico en ATC 40, una versión del método Espectro Capacidad (CSM), es la Linealización Equivalente donde el sistema lineal tiene una rigidez reducida ( $K_{eff} = K_{secante}$ ) y una mayor amortiguación proporcional a la energía histerética, para estimar la repuesta del sistema no lineal. según ATC-40 utiliza la rigidez secante en desplazamiento máximo para calcular el período efectivo y relaciona la amortiguación efectiva con el área bajo la curva de histéresis [3].

#### **1.1.3.5.9.3 Linealización Equivalente**

El propósito del método espectro capacidad es que la respuesta máxima de un sistema inelástico se puede estimar como la respuesta máxima de un sistema elástico lineal que tiene una rigidez reducida y una mayor amortiguación que en otros, las calibraciones empíricas se utilizan para identificar la amortiguación viscosa que resultan en las mejores estimaciones de respuesta de desplazamiento. Los parámetros efectivos para la linealización equivalente son funciones de ductilidad. En el cual utiliza diferentes técnicas [3].

#### **1.1.3.5.9.4 Procedimientos para la Linealización Equivalente**

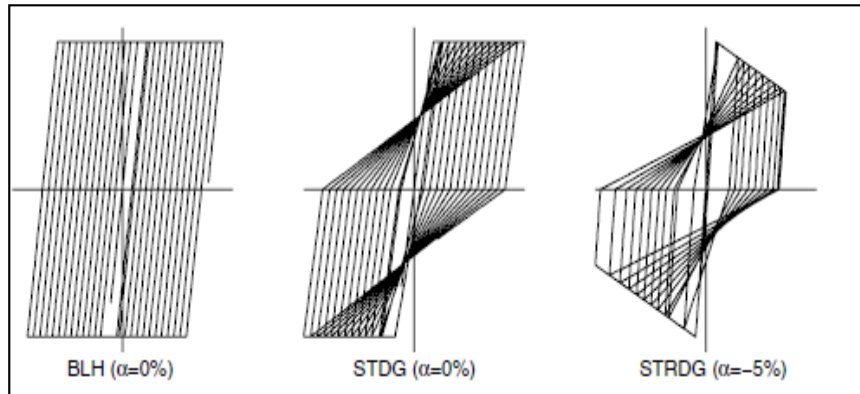
Para modelar la respuesta no lineal de un edificio se usa la linealización equivalente con un oscilador SDOF (Análisis dinámico no Lineal simplificado con equivalente a un solo grado de libertad, el objetivo es determinar un desplazamiento máximo utilizando un período efectivo ( $T_{eff}$ ) y amortiguación efectiva ( $eff$ ). Este procedimiento no es confiable para estructuras altas, extremadamente ductilidades (mayores de 10 a 12 pisos) [3].

#### **Parámetros de solución**

Se usa el método de FEMA-440 para el cálculo del Amortiguamiento y periodo efectivo, en el primer caso hay se identifica el tipo de comportamiento inelástico, para esto se plantea 3 tipos de comportamiento histórico como se muestra en la figura

siguiente considerados para Histéresis bilineal (BLH), Degradación de rigidez (STDG) y Degradación de fuerza (STRDG), los mismo que son usados para identificar el tipo de degradación, que a su vez son usados para identificar los coeficientes para el cálculo del amortiguamiento y periodo efectivo [3].

**Figura 16:** Tipos de modelos histéricos



**Fuente:** FEMA-440

#### 1.1.3.5.9.5 Amortiguamiento efectivo $\beta_{eff}$

El valor del amortiguamiento efectivo es calculado bajo diversas fórmulas según el valor de “ $\mu$ ” ductilidad, se expresan como porcentajes de amortiguación crítica, para todo tipo de modelo y valores de alfa de la histéresis [3].

**Para  $1.0 < \mu < 4.0$**

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

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

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

**Para ductilidades:  $\mu > 6.5$ :**

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

Donde:

$\beta_{eff}$  = Amortiguamiento efectivo

A, B, C, D, E, F = Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo

$\beta_0$  = Amortiguamiento Inicial

$T_{eff}$  = Periodo efectivo

$T_0$  = Periodo Inicial

Los coeficientes utilizados en las ecuaciones para el amortiguamiento efectivo se detallan en la tabla 11. Los coeficientes están en función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo hysterético básico y rigidez post elástica ( $\alpha$ ) [3].

**Tabla 11:** Coeficientes para uso de Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
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

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to  $\alpha_e$ , as discussed in Section 4.3

**Fuente:** FEMA-440

Los Coeficientes para uso de Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo han sido optimizados para ajustarse a los resultados empíricos de modelos de idealización de los osciladores cuyo comportamiento histórico está bien definidos designado como Elástico Perfectamente Plástico (EPP), degradación de fuerza y rigidez (SSD)[3].

Existen estructuras que están conformadas por combinaciones de muchos elementos y a su vez tienen distintas características de resistencia y rigidez, en las cuales se deben aplicar Las siguientes ecuaciones que se han optimizado para el valor de amortiguación efectiva para cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico o el valor alfa utilizado para el estudio:[3].

**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  $\mu > 6.5$**

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

#### **1.1.3.5.9.6 Periodo efectivo $T_{eff}$**

Para valores de período efectivos para todos los tipos de modelo histeréticos y los valores alfa tienen la siguiente forma:

**Para  $1.0 < \mu < 4.0$**

$$T_{eff} = [G (\mu - 1)^2 + (\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

**Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$**

$$T_{eff} = [I + J (\mu - 1) + 1] T_0$$

**Para  $\mu > 6.5$**

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

Donde:

G, H, I, J, K, L= Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo

Los valores de los coeficientes (G, H, I, J, K, L) se tabulan en la Tabla 12, estos están en función de las características del espectro de capacidad, del oscilador en términos de tipo histerético y rigidez post elástica ( $\alpha$ ) [3].

**Tabla 11:** Coeficientes para uso de Ecuaciones de Periodo Efectivo

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
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

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to  $\alpha_e$ , as discussed in Section 4.3

**Fuente:** FEMA 440

El uso de los coeficientes de la tabla anterior está sujetos a las mismas limitaciones que para el amortiguamiento efectivo. Las siguientes ecuaciones de período efectivo han sido optimizadas para la aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o valor alfa [3]:

**Para  $1.0 < \mu < 4.0$** 

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

**Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$** 

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

**Para  $\mu > 6.5$** 

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

**Nota:** Esta expresión se aplica solo para  $T_0 = 0.2 - 2.0$  s.**1.1.3.5.9.7 Ajuste espectral para el amortiguamiento efectivo**

El proceso de Linealización Equivalente aplicado en la práctica normalmente requiere el uso de factores de reducción espectral para ajustar las ordenadas de aceleración espectral de un espectro de respuesta inicial al apropiado nivel de

amortiguamiento efectivo, esto se logra mediante el coeficiente de amortiguamiento  $B(\beta_{eff})$  [3] .

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

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

Donde:

$(Sa)\beta$  = Aceleración espectral reducida

$(Sa)_0$  = Aceleración espectral inicial

$\beta_{eff}$  = Coeficiente de amortiguamiento

$\beta_{eff}$  = Amortiguamiento efectivo

### 1.1.3.5.9.8 Espectro de respuesta ADRS a MADRS

Espectro de respuesta desplazamiento - aceleración modificación del espectro de respuesta ADRS a MADRS, cuando se multiplica las ordenadas de la curva de demanda ADRS correspondientes a su amortiguación efectiva ( $\beta_{eff}$ ) por el factor de modificación (M) da como resultado la curva de demanda MADRS que interseca a la curva de capacidad en el punto de desempeño de la estructura [3].

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

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

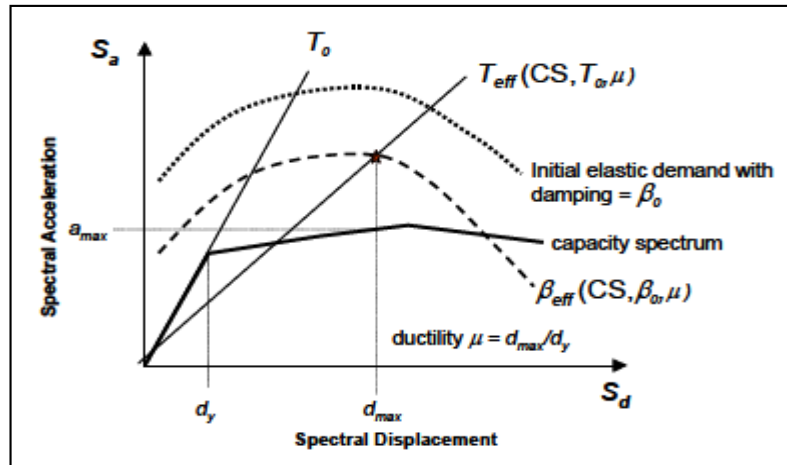
Donde:

M= Factor de modificación

$T_0$ = Periodo inicial de la estructura

$T_{sec}$  =Periodo secante

**Figura 17:** Conversión (ADRS), a MADRS con una curva de capacidad



Fuente: FEMA- 440

### 1.1.3.5.10 Demanda

La demanda se define como la sollicitación impuesta a la estructura, que tendrán como objetivo principal simular los posibles movimientos sísmico. Para una estructura y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del suelo, este movimiento puede caracterizarse mediante un espectro de respuesta de aceleración que dependerá del criterio de aceptación (nivel de desempeño o daño) utilizado, o por medio de un acelerograma de sitio [12].

#### 1.1.3.5.10.1 Niveles de amenaza sísmica

La norma NEC-SE-DS establece para la verificación del desempeño se debe realiza para cuatro niveles de amenaza sísmica clasificados según los niveles de peligro sísmico y el periodo medio de retorno descritos en la tabla 13:[9]

**Tabla 12:** Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	0.00444
3	Raro (severo)	10%	0.00211
4	Muy raro (externo)	20%	0.00040

**Fuente:** NEC-SE-DS, (Peligro sísmico)

#### **1.1.3.5.10.2 Espectro de demanda**

La demanda sísmica se caracteriza inicialmente usando el espectro de respuesta elástico de aceleraciones comúnmente definido para un amortiguamiento de 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral ( $S_a$  como una fracción de la aceleración de gravedad  $g$ ) respecto el desplazamiento espectral ( $S_d$ ). Para dicha conversión cada punto ( $S_{ai}$ ,  $T_i$ ) del espectro de respuesta donde  $T_i$  es el período en segundos, corresponde a un punto ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) del espectro de demanda, según:[37]

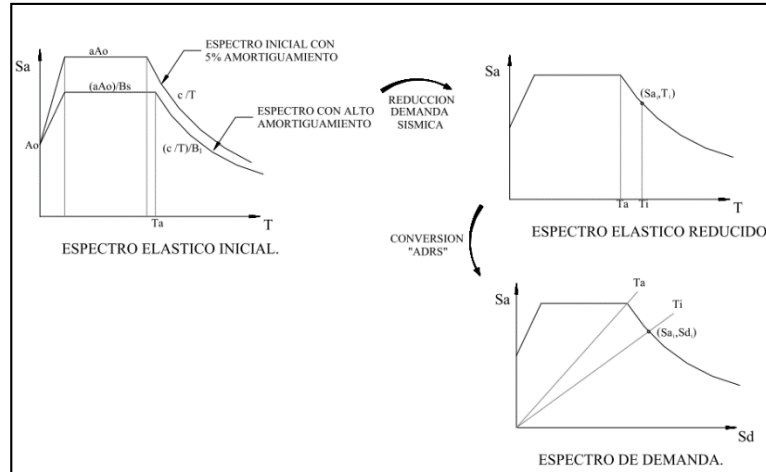
$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento [37].

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporcional incremento del amortiguamiento efectivo. El valor de amortiguamiento para estructuras de hormigón armado debe ser igual al 5% [37].

**Figura 18:** Espectro de demanda





Fuente: J. Yépez, Desempeño sísmico de edificaciones esenciales

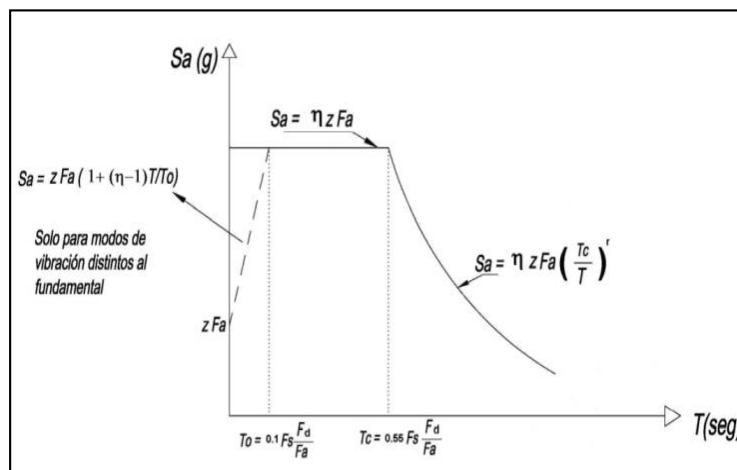
### 1.1.3.5.10.3 Espectro elástico de diseño

En nuestro país el reglamento vigente que rige el diseño sismo resistente de las estructuras es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, la cual proporciona un espectro de respuesta en base a un estudio de peligro sísmico mediante un mapa de zonificación sísmica y curvas de peligro sísmico[9].

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , se expresa como la aceleración de la gravedad, tomando en cuenta los siguientes factores: [9].

- El factor de la zona sísmica  $Z$
- Tipo de suelo de la ubicación de la estructura.
- Los coeficientes de amplificación  $F_a$ ,  $F_s$ ,  $F_d$ .

Figura 19: Espectro elástico de Diseño



**Fuente:** NEC-SE-DS, (Peligro sísmico)

### **1.1.3.5.11 Desempeño**

Se puede definir como desempeño sísmico como el daño máximo permitido (niveles de desempeño) deseados a la estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Se debe tener en cuenta la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura[38].

#### **Diseño por desempeño sísmico**

**Diseño basado en fuerzas.** - Consiste en comparar la sollicitación frente a la capacidad (resistencia del elemento estructural). Si la sollicitación factorizada es menor que la capacidad para todos los elementos, el diseño se considera correcto. Se obtiene a partir de un análisis estructural lineal se obtienen las sollicitaciones, por lo general es correcto debido a que la estructura permanece esencialmente lineal[12].

**Diseño basado en deformaciones.** - Se verifica que el elemento o el nivel de la estructura, si la deformación solicitada es menor que la capacidad de deformación de todos los elementos, el diseño es correcto. La deformación solicitada se la calcula usando el análisis no lineal, porque la estructura puede fluir. Se debe tomar los siguientes parámetros[12].

- Definir la capacidad de deformación de los elementos dúctiles[12]
- Definir la capacidad de resistencia para elementos frágiles, y cualquier otro elemento que deba permanecer elástico[12]
- Usar el análisis estructural no lineal para calcular deformaciones y resistencias solicitadas [12]
- El desempeño es correcto si todas las relaciones de D/C, (demanda/capacidad) son  $\leq 1$ [12]

#### **1.1.3.5.11.1 Nivel de desempeño para elementos estructurales**

ATC- 40 indica los niveles de desempeño para evaluar los elementos estructurales y no estructurales de manera que con esta combinación se determina el desempeño global de la edificación [39].

**SP-1. Ocupación Inmediata:** el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, no existe pérdidas de vidas humanas y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad [39].

**SP-2. Daño Controlado:** corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad, la vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados[39].

**SP-3. Seguridad:** pueden ocurrir daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Puede existir heridos en el interior y exterior e incluso puede haber afectados. Puede ser reparado si es factible económicamente antes de ser ocupadas nuevamente[39].

**SP-4. Seguridad Limitada:** corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, tiene alto peligro a la vida de los ocupantes en algunas partes requerirá un reforzamiento para garantizar la seguridad[39].

**SP-5. Estabilidad Estructural:** corresponde a un estado de daño limite después de un sismo, el sistema está por presentar un colapso total o parcial, la estructura presenta daños sustanciales con significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, a pesar que el sistema resistente a cargas verticales continúa operando, presenta alto riesgo que se produzca un colapso por causa de posibles replicas, estructuras muy antiguas pueden ser irreparables[39].

**SP-6. No Considerado:** no es un nivel de desempeño de la estructura, se utiliza en el caso que se requiera evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento[39].

#### **1.1.3.5.11.2. Niveles para los elementos no estructurales**

**NP-A. Operacional:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúen en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo[39].

**NP-B Ocupación inmediata:** los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las

maquinarias y equipos. Algunos servicios externos no pueden estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio[39].

**NP-C. Seguridad:** Después de ocurrido el sismo pueden ocurrir daños considerables en los componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o caída de objetos demasiado pesados como para causar lesiones graves, dentro como fuera del edificio. los sistemas equipos y maquinarias pueden verse seriamente afectados y en algunos casos requerir reparación o ser reemplazados[39].

**NP-D. Amenaza reducida:** En este estado de daños tras ocurrir el sismo podría incurrir en grandes daños a los componentes no estructurales, pero no incluyendo la caída de objetos grandes o pesados que podrían causar heridas en un grupo de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería[39].

**NP-E. No considerado:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona una designación para el caso común donde los elementos no estructurales no han sido evaluados a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural[39].

### 1.1.3.5.11.3 Niveles de Desempeño para las estructuras

En la tabla 14 se muestra la combinación de los niveles estructurales y los niveles no estructurales propuesta por ATC 40, representando las combinaciones globales de la edificación definiendo cuatro niveles de desempeño fundamentales[39].

**Tabla 13:** Niveles de daño de las estructuras

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	<b>1 - B Ocupación Inmediata</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad estructural</b>	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

**Fuente:** ATC - 40

**1-A Operacional:** Total la funcionabilidad, ya que el daño a la estructura del edificio es limitado y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Las reparaciones necesarias son menores y se pueden llevar a cabo sin impedir la ocupación del edificio[39].

**1-B Ocupación inmediata:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio puedan ser razonablemente utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos, mantiene la seguridad de los ocupantes[39].

**3-C Seguridad de vida:** Este nivel pretende alcanzar un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de las amenazas a la seguridad de vida, ya sea desde el daño estructural o de caída de elementos no estructurales[39].

**5-E Estabilidad estructural:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructural [39].

La norma Ecuatoriana NEC-SE-RE toma cuatro niveles para los niveles de desempeño estructural y no estructural se clasificada de acuerdo a la siguiente tabla la misma se basa en la norma ASCE 41[12].

**Tabla 14:** Niveles de daño de las estructuras

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
<b>Daño Global</b>	<b>Severo</b>	<b>Moderado</b>	<b>Ligero</b>	<b>Muy Ligero</b>
<b>General</b>	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
<b>Componentes No Estructurales</b>	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

**Fuente:** NEC-SE-RE

#### 1.1.3.5.11.4 Evaluación del desempeño sísmico

Al igual que la norma NEC-SE-DS Visión 2000 establece cuatro niveles de amenaza sísmica en función de probabilidad de ocurrencia, determinando el estado de daño tomando en cuenta el límite de desplazamiento del sistema en una curva de capacidad sectorizada [9] [40].

#### 1.1.3.5.11.5 Objetivos del desempeño sísmico

La propuesta establecida por el Comité Visión 2000 indica que: “Los objetivos del desempeño sismo resistente se define por la combinación de entre los niveles de amenaza sísmica esperada y los niveles de desempeño deseado de acuerdo a la importancia de la edificación”: [40]

Estos objetivos se relacionan con la matriz de desempeño, la cual establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza [40].

**Tabla 15:** Matriz de Desempeño

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso
		TO	O	SV	CP
	Frecuente (50%-30 años)				
Ocacional (50% 50 años)					
Raro (10% 50 años)					
Muy Raro (10% 100 años)					
<b>Edificaciones Comunes</b>		<b>Edificaciones Esenciales</b>		<b>Edificaciones de Seguridad crítica</b>	

Fuente: SEAOC Visión 2000, (1995)

Tabla 16: Niveles de desempeño Visión 2000

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del Sistema
<b>Totalmente Operacional</b>	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo.	Despreciable	$\Delta y$
<b>Operacional</b>	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta y + 0.30\Delta p$
<b>Resguardo de Vida</b>	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse, aunque no siempre sea económicamente aconsejable	Moderado	$\Delta y + 0.60\Delta p$
<b>Cerca al Colapso</b>	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar el colapso.	Extenso	$\Delta y + 0.80\Delta p$
<b>Colapso</b>	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación	Completo	$\Delta y + 1.00\Delta p$

Fuente: SEAOC Visión 2000, (1995)

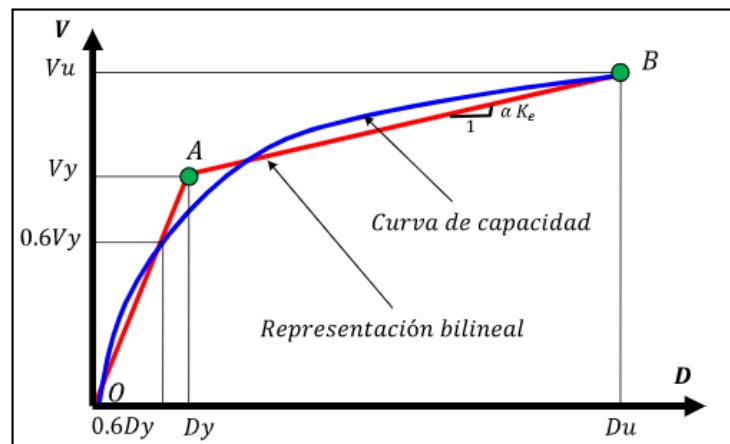
#### 1.1.3.5.11.6 Representación bilineal de la curva capacidad

La curva capacidad puede ser presentada en un formato bilineal, para definir los estados de daño. Las hipótesis para construir la curva de capacidad bilineal son:[41]

- El área de la curva bilineal debe ser igual al área de la curva original
- Las coordenadas del punto máximo de desplazamiento deben coincidir en las dos curvas
- La pendiente en el tramo inicial debe ser igual en las dos curvas

El procedimiento propuesto por FEMA-356 para obtener la representación de la curva bilineal de la curva capacidad corresponde al criterio de las áreas iguales. Esta idealización se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva real (pushover), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástica bilineal [41].

**Figura 20:** Representación bilineal de la curva capacidad FEMA-356

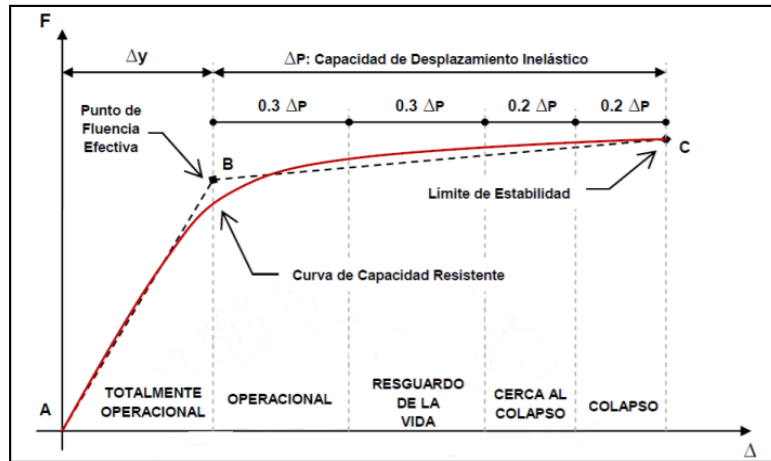


**Fuente:** FEMA-356

A continuación, se indica la curva capacidad sectorizada propuesta por visión 2000 para calificar el nivel de desempeño en las estructuras[40].

**Figura 21:** Representación bilineal de la curva capacidad sectorizada





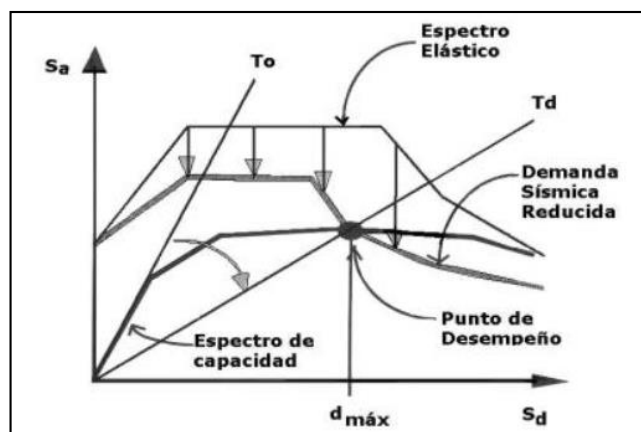
Fuente: SEAOC Visión 2000, (1995)

### 1.1.3.5.11.7 Punto de desempeño

El punto de desempeño presenta el máximo desplazamiento de la estructura esperado para la demanda sísmica. Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:[38]

1. Estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento [38].
2. Estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural [38].

Figura 22: Punto de desempeño



Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40

### **1.1.3.6 Las vibraciones y las estructuras**

En el estudio de un edificio es importante saber cómo trabaja y de qué forma se transmiten los esfuerzos por consiguiente es necesarios determinar tres aspectos fundamentales [42].

- Conocer los elementos estructurales
  - Elementos estructurales horizontales (losas, placas, forjados y vigas)
  - Elementos estructurales verticales (columnas y muros)
  - Cimentaciones (zapatas, losas de cimentación, pilotes, etc.)
- Conocer los pórticos que forman la estructura
- Conocer las uniones de los diferentes elementos estructurales (empotrados articulados o apoyados)

Las vibraciones ocasionadas en un elemento de la estructura bajo el efecto de la presión acústica o de una fuerza mecánica no quedan limitadas a dicho elemento, una parte de energía del impacto se disipa en forma de calor dentro del elemento o en forma acústica irradiada al aire el resto de energía se transfiere a los elementos colindantes para terminar disipando en forma de calor o ruido aéreo inducido, esta propagación de onda solo puede ser detectada por el oído humano a partir de 16 Hz de frecuencia[42].

#### **1.1.3.6.1 Principios de la instrumentación sísmica en estructuras**

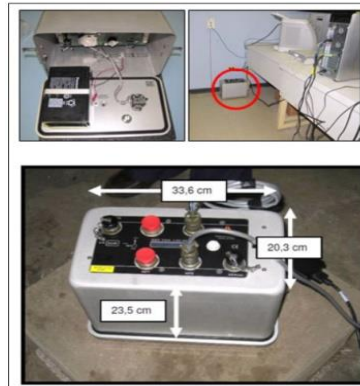
La instrumentación de edificios consiste en la colocación de uno o varios sensores (acelerógrafos) que permiten conocer la forma en que el edificio se comporta ante un sismo o ante vibraciones ambientales. Esto porque el edificio siempre está oscilando, lo que pasa es que la magnitud del movimiento resulta imperceptible para el ser humano, lo cual puede ser detectado fácilmente con ayuda de acelerómetros o acelerógrafos[22].

#### **1.1.3.6.2 Acelerógrafos**

Son instrumentos que permiten la obtención de un gráfico denominado (acelerograma) [43]. Estos instrumentos son capaces de medir aceleraciones hasta en tres direcciones: dos horizontales y una vertical. Los transductores de aceleración son

capaces de detectar incluso los movimientos más leves, desde la inclinación de un edificio hasta la más mínima, expresan el rango de medición en unidades de la aceleración estándar que es la aceleración de la gravedad “g” o bien  $9.81\text{m/s}^2$  [44].

**Figura 23:** Acelerógrafo digital marca Refteck



**Fuente:** Laboratorio de ingeniería sísmica de la Universidad de Costa Rica, Monitoreo sísmico con acelerógrafos, (2009).

#### 1.1.3.6.3 Tipos de medición

Para determinar los parámetros dinámicos (frecuencias dominantes, modos de vibración y amortiguamiento) de una estructura se utiliza pruebas dinámicas experimentales sometidas a diferentes tipos de excitación realizando mediciones del comportamiento de la estructura como desplazamientos, velocidades y aceleraciones, estas mediciones pueden ser:[15]

- Mediciones sísmicas  $\Rightarrow$  A partir de eventos sísmicos reales.
- Vibraciones forzadas  $\Rightarrow$  Se generan una excitación de manera artificial.
- Vibraciones ambientales  $\Rightarrow$  Mide vibraciones de carácter ambiental.

#### 1.1.3.6.4 Vibraciones ambientales

Las vibraciones ambientales son causadas por fenómenos naturales o artificiales (tráfico vehiculos, máquinas y actividad humana) [22]. Los instrumentos para mediciones ambientales deben tener una adecuada resolución por las bajas amplitudes que registra como periodos entre 0.1 y 1 segundo. Para la medición de vibraciones ambientales no requiere instrumentación permanente [15].

### 1.1.3.6.5 Vibraciones inducidas por personas

Las vibraciones producidas por movimientos de personas son de gran importancia para el cálculo de estructuras. Este tipo de vibraciones descritas en la tabla 18 rara vez afectan al comportamiento en fatiga del edificio, pero si tiene efectos notorios de cara al comportamiento en servicio en forma de ruido de impacto[42].

**Tabla 17:** Modos de generar vibraciones por acción de personas

Movimientos frecuentes		Movimientos aislados
Caminar/ correr	Aplaudir mientras se está de pie	Taconazos
Salar	Aplaudir estando sentado	Impacto por salto
Bailar	Inclinar el cuerpo o balanceos naturales	Impactos por caídas de altura

**Fuente:** D. Fernández, “Estudio de la transmisión de vibraciones por impacto en losas de hormigón y mortero,” (2016)

En la tabla 19 se observa los grados de percepción de las vibraciones que varía ligeramente en función del estímulo [42].

**Tabla 18:** Grado de percepción de las vibraciones en función del rango de frecuencias y velocidad de pico

Descripción	Rango de frecuencias de 1-10 Hz velocidad de pico [mm <sup>2</sup> ]	Rango de frecuencias de 10-100 Hz velocidad de pico [mm <sup>2</sup> ]
Ligeramente aceptable	34	0.5
Claramente aceptable	100	1.3
Modesto desagradable	550	6.8
Intolerable	1800	13.8

**Fuente:** D. Fernández, “Estudio de la transmisión de vibraciones por impacto en losas de hormigón y mortero,” 2016

La vibración en los edificios se ve influenciadas por varios factores entre ellos la configuración de particiones, el mobiliario, la concentración de cargas, estos factores no solo influyen en el modo de vibración y en las frecuencias naturales de los forjados (elementos estructurales horizontales) sino también en el amortiguamiento de estas vibraciones[42].

Las frecuencias naturales en losas son superiores a 7.5 Hz, a la vez en losas con luces grandes las frecuencias fundamentales ocasionada por personas son tan bajas como 4 a 6 Hz generalmente no alcanza vibraciones molestas especialmente en losas de hormigón armado que poseen mayor masa y mayor amortiguamiento. La amplitud de vibración aceptable para edificios es de 0.5%g y para aulas de estudio se rebaja a 0.2%g[42].

#### 1.1.3.6.6 Periodos medidos con vibración ambiental y sismos

Durante un evento sísmico, el periodo fundamental de una estructura puede ser superior al obtenido por vibración ambiental, algunos investigadores han trabajado en este tema en los cuales determinan el periodo de vibración con fórmulas empíricas[13].

#### Fórmulas empíricas con relación al número de niveles

Estas fórmulas se basan en un estudio realizado por Midorikawa (1990) con la recopilación de información de edificios en la mayoría de hormigón armado y el resto de mampostería, constituyendo los muros de corte el elemento estructural que resistía las cargas laterales en casi la totalidad de los edificios[13].

**Tabla 19:** Formulas del periodo en relación al número de niveles

Ciudad	Tipología estructural	Formulas empíricas
Chile - Santiago - Viña del mar	Edificio con Muros de corte	$P = 0.05 N$
México	Edificios con pórticos	$P = 0.11 N$

Japón	Edificios con pórticos y muro de corte	$P = 0.06 N$
-------	--	--------------

**Fuente:** F Espinoza, Determinación de las características dinámicas de las estructuras (1999)

La relación entre P(periodo) y N (número de niveles) depende de la estructura típica de los edificios en las ciudades como: Chile utiliza muros de cortante, México de utiliza pórticos y en Japón utiliza pórticos con muros de corte [13].

### **Fórmulas empíricas con relación a la altura de la edificación**

Las formulas empíricas en relación a la altura del edificio realizadas por Bard at al. (1992) en edificios de acero y hormigón, determinó que la frecuencia fundamental depende del tipo de resistencia estructural lateral y no del material con el que está construido el edificio[13].

**Tabla 20:** Formulas del periodo en relación a la altura de la edificación

<b>Tipología de Resistencia estructural lateral</b>	<b>Formulas empíricas</b>
Muros de corte	$P = 0.081\sqrt{H}$
Aporticado	$P = 0.036 H$
Muros de corte + mixto+ mampostería	$P = 0.019 H$

**Fuente:** F. Espinoza, Determinación de las características dinámicas de las estructuras

#### **1.1.3.6.7 Vulnerabilidad sísmica en base a la relación H/T**

El daño esperado en la estructura se puede estimar de manera aproximada por medio de la relación altura/periodo de vibración fundamental obtenido de un estudio experimental, mediante un índice de rigidez en unidades de velocidad (m/s) [45].

En la tabla 22 se determinan el índice de rigidez según Guendelman et al (2010), clasificando a las estructuras por medio del valor H/T [45].

**Tabla 21:** Índice de rigidez en relación H/T

<b>H/T (m/s)</b>	<b>Índice</b>
> 150	Excesiva rigidez lateral
70 - 150	Rígido
40 - 70	Rígidez normal
20 - 40	Flexible
< 20	Muy flexible

**Fuente:** M. Guendelma y J. Lindenberg, Perfil bio-sísmico de edificios, (2010)

Los valores menores a 20 m/s y mayores a 150 m/s probablemente presentaran incumplimiento de las disposiciones de desplazamiento que fijan las normas y códigos de diseño sísmico, por ser estructuras muy flexibles o excesivamente rígidas[45].

Para evaluar el daño estructural en relación al parámetro H/T se determina que los valores entre 30 a 40 el nivel de daño es moderado, entre 40 a 50 el daño estructural es leve, entre 50 a 70 presenta daño no estructural, y un valor mayor a 70 el nivel de daño es despreciable[45].

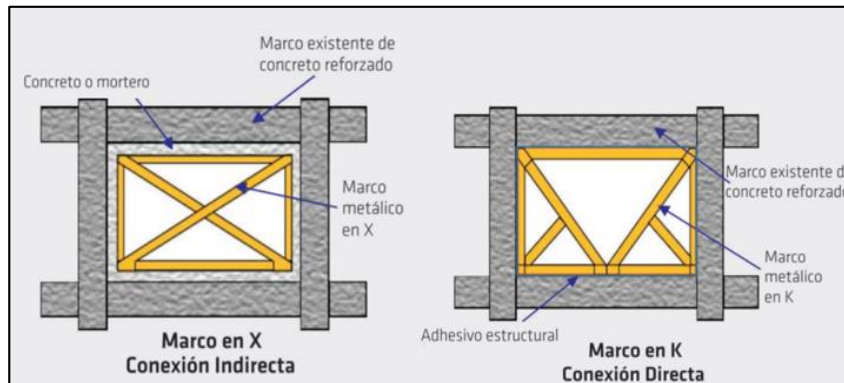
### **1.1.3.7 Reforzamiento para estructuras de Hormigón Armado**

Las técnicas de reforzamientos son usadas en estructuras que presentan una deficiencia en sus elementos estructurales causando cambios de rigidez, ductilidad y amortiguamiento adaptándose a la naturaleza de la estructura, para poder implementar un tipo de reforzamiento se debe tomar en cuenta el factor económico y el aspecto arquitectónico, entre los tipos de reforzamiento más utilizados se tiene:[46]

## Marcos metálicos

Disminuyen el desplazamiento lateral en las estructuras durante el sismo y corregir problemas de torsión, se pueden colocar como adición a la estructura existente colocados en la parte externa o con una técnica de relleno colocado dentro de un marco de concreto existente. La conexión de estos elementos metálicos puede ser con elementos robustos como perfiles (I, H) completamente anclados, formando un elemento estructural compuesto, garantizando un trabajo en conjunto de la estructura reforzada [46].

**Figura 24:** Marco metalico en X y K



**Fuente:** Sika, Reforzamiento de estructuras de concreto, (2017)

La conexión con anclajes de los marcos arriostrados se realiza tanto en la parte superior, inferior y laterales. Las formas de conexión pueden ser directas es decir sin el uso de anclajes o con una conexión indirectas como se indica en la figura 25[46].

**Figura 25:** Detalle de las conexines de arriostamiento y paneles metálicos



**Fuente:** Sika, Reforzamiento de estructuras de concreto, (2017)



### **Encamisado con concreto reforzado**

Consiste en la adición de un nuevo concreto reforzado, para proporcionar más alta resistencia y aumentar la rigidez en vigas y columnas incrementando sus dimensiones. Para aumentar la rigidez en la columna se debe hacer contacto con la losa y vigas, si el propósito es solo aumentar ductilidad y no resistencia se puede aplicar la técnica de envoltura o zunchado que mejora la capacidad axial y/o al cortante de la columna. Para mejorar la capacidad a flexión el nuevo refuerzo vertical se atraviesa mediante huecos perforados en la sección y se aplica el nuevo concreto en la unión viga columna verificando que refuerzo este bien anclado a la cimentación[46].

**Figura 26:** Encamisado de concreto reforzado

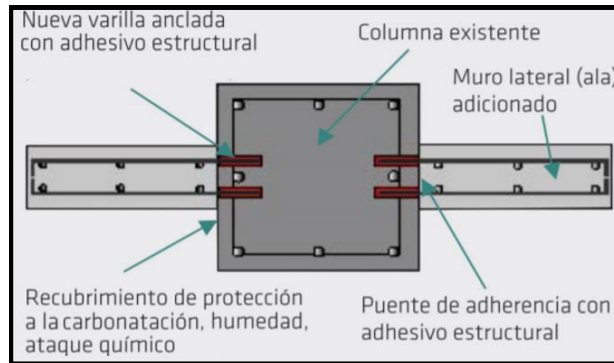


**Fuente:** G. Rendón, Reforzamiento y actuación sísmica de Estructuras, 2016

### **Adición de muros lateral a columnas existentes**

Los muros laterales pueden incrementar la resistencia lateral de las columnas existentes, su ejecución es similar al encamisado, para el diseño del anclaje del nuevo refuerzo se debe efectuar de acuerdo a las solicitaciones de flexión y cortante del nuevo elemento estructural compuesto [46].

**Figura 27:** Reforzamiento con muros laterales

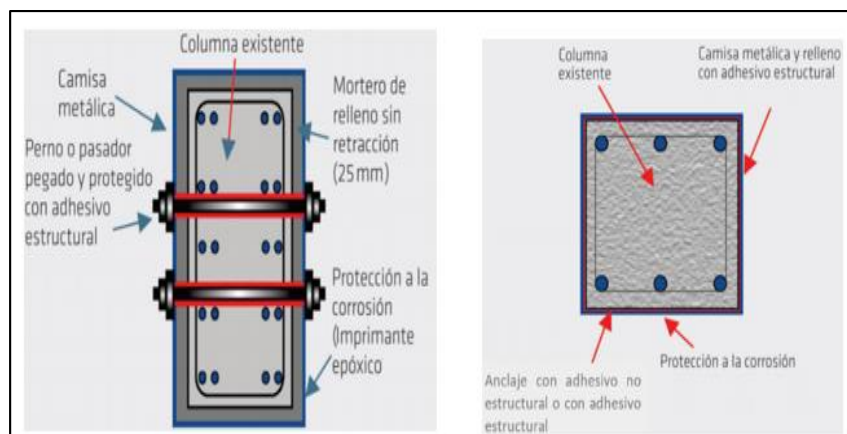


**Fuente:** Sika reforzamiento estructural, (2017)

### Encamisado o envoltura con láminas

Estas técnicas de encamisado pueden ser rellenas ancladas o adheridas, consiste envolver la columna con láminas de acero para su ejecución se deja dejando un espacio entre la columna y la lámina relleno con material cementoso (concreto o mortero) pegando directamente al concreto o relleno con un adhesivo. Si el espacio está entre (25 a 50) mm se utiliza un grout cementoso fluido sin contracción y para mayores a 50mm se utiliza concreto sin o baja retracción y cuando la lámina y el elemento estructural está separada de pocos milímetros se coloca las láminas o secciones de láminas que son soldadas posteriormente y finalmente se inyecta un adhesivo epóxico estructural fluido por medio de huecos taladrados en la lámina, se puede utilizar además pernos de anclaje o pasadores adheridos para su colocación[46].

**Figura 28:** Columna con reforzamiento de camisa de acero y pernos de anclaje

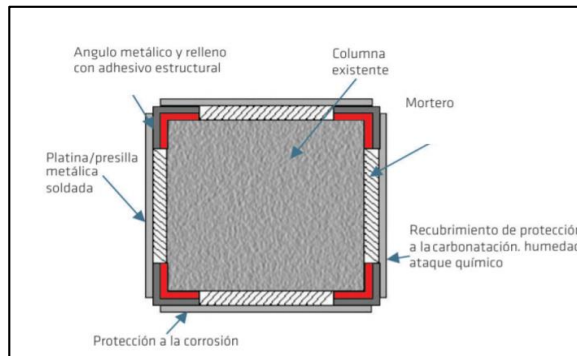


**Fuente:** Sika Estructuras de concreto reforzado, (2017)

### Encamisado con ángulos y platinas/presillas de acero (rellenas o adheridas)

Usado para incrementar la capacidad de deformación o ductilidad mejorando la capacidad a cortante, y el confinamiento del concreto a compresión para aumento de ductilidad capacidad de carga axial. Esta técnica consiste en colocar los ángulos y platinas de acero envolviendo o zunchando a lo largo de la columna cubriendo las zonas dañadas y adyacentes [46].

**Figura 29:** Encamisado de columna con ángulos y platinas metálicas



**Fuente:** Sika, Estructuras de concreto reforzado, (2017)

#### 1.1.4. Hipótesis

El edificio de la Facultad de Ciencias Humanas y de la Educación Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato podría presentar diferentes resultados de vulnerabilidad ante distintos métodos de evaluación, cumplirá con el nivel de desempeño sísmico establecido por las normativas, al utilizar un reforzamiento permitirá que la estructura mejore el comportamiento antes las diferentes demandas sísmicas impuestas para la evaluación.

### 1.2 Objetivos

#### 1.2.1. Objetivo General

- Determinar el desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ciencias Humanas y de la Educación Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de vibraciones.

#### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Determinar el estado actual de la Facultad de Ciencias Humanas y de la Educación Bloque 2 con un análisis de vulnerabilidad por el método cualitativo mediante la inspección visual rápida FEMA-154 y NEC-2015.

- Aplicar un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la curva de capacidad y el punto de desempeño aplicando los criterios de las Normativas vigentes.
- Determinar un método de reforzamiento a la edificación para mejorar la respuesta y desempeño sísmico de la estructura en el caso de ser necesario.

## CAPÍTULO II

### METODOLOGÍA

En la etapa de investigación se obtiene información preliminar para modelar el edificio de Ciencias Humanas y de la Educación Bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato entre los cuales son: planos arquitectónicos, verificación de dimensiones de elementos estructurales, ensayos de materiales y ensayos de suelos.

Las referencias para el análisis no lineal se obtuvieron de libros y artículos científicos. Los códigos que se emplean para el desarrollo de este trabajo son la normativa local NEC-2015 y normativas internacionales como ATC – 40, FEMA – 356, FEMA 154-155, ASCE/SEI 41-13 y Comité Visión 2000

#### 2.1 Materiales y Equipos

##### 2.1.1 Materiales


- Material bibliográfico
- Material y Equipos de oficina
- Software para calculo estructural (Etabs y Sap)

##### 2.1.2 Equipos

###### 2.1.2.1 Martillo esclerométrico

Es un dispositivo mecánico usado para obtener la resistencia de papel, asfalto, mortero, roca y principalmente de hormigón mediante una prueba no destructiva que mide el valor de rebote, existe una relación específica entre el rebote y la dureza y la resistencia del hormigón [47].

**Tabla 22:** Especificaciones del martillo Esclerométrico Silver-Schmidt

	Modelo	Fabricante	Voltaje	Potencia
	PROCEQ	PROCEQ	110V	N/A

**Fuente:** Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness

### **2.1.2.2 Equipo para la ejecución del ensayo de penetración estándar SPT**

El instrumental que permite determinar la resistencia a la penetración in situ son: Equipo de perforación. - Puede ser de perforación o hincado y herramientas que permitan la limpieza adecuada del pozo, sin que alteren el suelo antes de la inserción del muestreador[48].

Muestreador o tubo partido. - Contiene una punta de hincar de 76 mm , un tubo partido de 457 mm, una cabeza de estambre de 152 mm [48].

Dispositivo para la aplicación de carga. – La carga debe ser aplicada de forma dinámica, sin que se pierda su energía, y estará constituido de:

- a) Un martinete de 65kg de masa total [48]
- b) Una barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete [48]
- c) Un vástago ensanchado o cabeza de golpe, construido de acero duro[48]
- d) Un dispositivo para accionar el martinete [48]
- e) Barras de conexión de diámetro AW o similar [48]

### **2.2.1 Plan de recolección de datos**

Para evaluar las características de la edificación existente es necesario obtenerla información detallada de la edificación.

- Recopilación de información y de planos del edificio de análisis
- Realizar una visita para verificar la vulnerabilidad que presenta la estructura actualmente, utilizando un método cualitativo
- Realizar un ensayo del martillo esclerométrico para obtener la resistencia a compresión del hormigón
- Determinar el tipo de suelo y velocidad de onda de corte del suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT.
- Cuantificar cargas gravitacionales de acuerdo a planos arquitectónicos
- Cuantificar las cargas sísmicas según los niveles de desempeño.

- Determinar los valores de irregularidades en planta y elevación que presenta la estructura.
- Determinar los valores de los coeficientes para la configuración estructural según la normativa NEC-2015

### **2.2.2 Plan de procesamiento de datos y análisis de información**

Para el análisis de los métodos cualitativo y cuantitativo se procede a utilizar los datos obtenidos en el plan de recolección.

- Llenar el formulario de vulnerabilidad sísmica del Nivel 1 y Nivel 2 de FEMA-154.
- Llenar el formulario de la evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.
- Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica que presenta la estructura de acuerdo a FEMA-154 y NEC-2015.

En el desarrollo del análisis del método cuantitativo se utilizará el software Etabs 2018 y se corroborará resultados con el programa SAP-2000

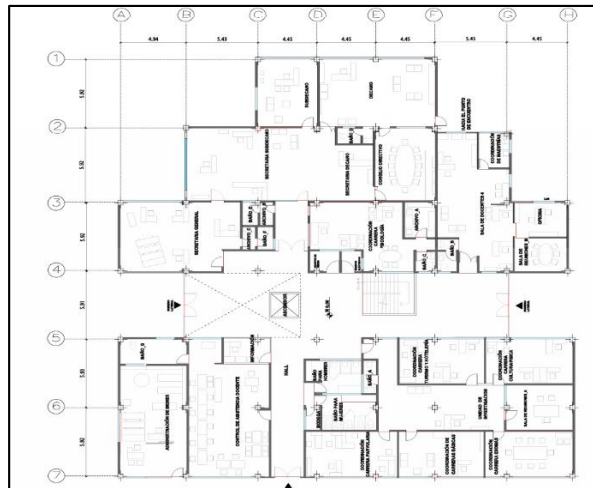
- Modelar la estructura el software Etabs
- Definir propiedades lineales y no lineales del hormigón y acero
- Definir las secciones de columnas, vigas y losas, asignar en las vigas y columnas las rotulas plásticas
- Determinar las acciones las cargas gravitacionales que soporta la estructura, que se ajusten a las nuevas demandas de los códigos vigentes.
- Fijar las funciones del espectro de respuesta acorde a lo descrito en la Norma NEC-SE-DS (Peligro sísmico)
- Realizar un análisis Pushover
- Determinar la curva esfuerzo- capacidad que presenta la estructura
- Obtener el punto de desempeño que presenta la estructura comparando los resultados con criterios de aceptabilidad de las normativas vigentes
- Determinar un método de reforzamiento según el desempeño que presenta actualmente la estructura

- Realizar un análisis comparativo con los períodos de vibración de la estructura obtenidos de un análisis modal y los periodos de vibración obtenidos con fórmulas empíricas de vibración ambiental para relacionar el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura

### 2.2.3 Recolección de datos

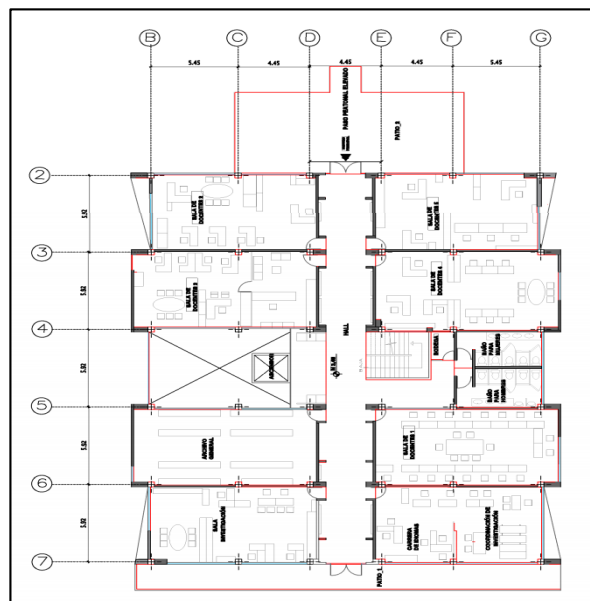
#### 2.2.3.1 Planos arquitectónicos

**Figura 30:** Plano arquitectónico N+0.00



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

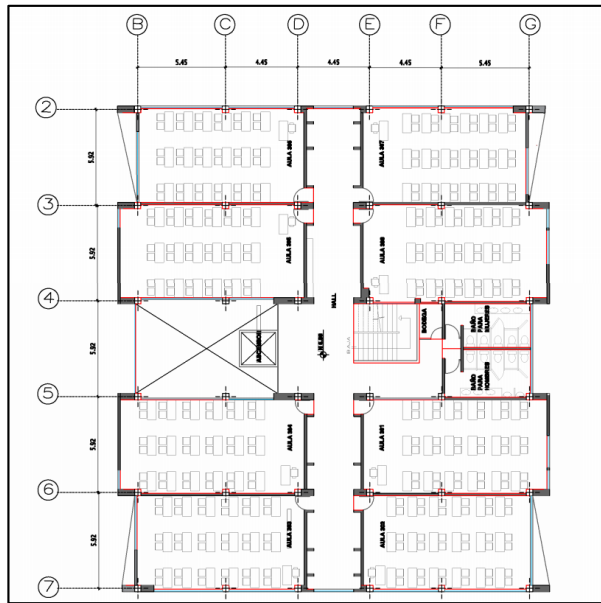
**Figura 31:** Plano arquitectónico N+3.40



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



**Figura 32:** Plano arquitectónico N+6.80 – 10.20

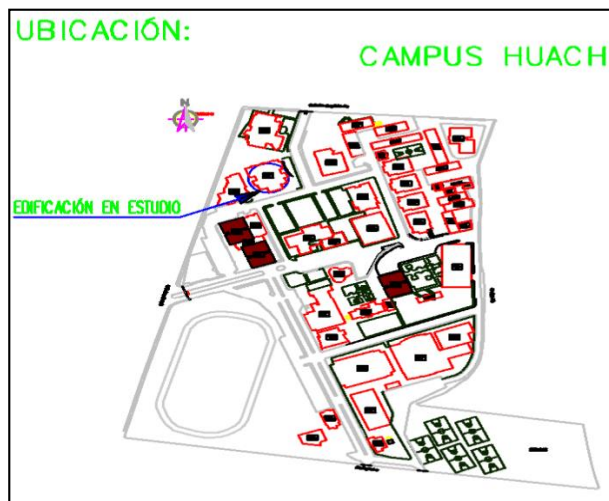


**Fuente:** DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

### 2.2.2.2 Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en el sector de Huachi Chico de la Ciudad de Ambato Provincia del Tungurahua, en la parroquia Celiano Monge, en la Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba.

**Figura 33:** Ubicación de la edificación de estudio



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

**Tabla 23:** Coordenadas de la ubicación de la edificación

Punto	Coordenadas (WGS84 Zona 17S)	
	Este	Norte
1	0764456.03	9859533.53
2	0764480.42	9859564.12
3	0764448.36	9859534.45
4	0764480.31	9859545.34

**Fuente:** Google Earth

### 2.2.2.3 Características y número de pisos y sistema estructural

La estructura a evaluar es de hormigón armado son un sistema aporricado con columnas y vigas descolgadas, construido en un área de construcción 994.68 m<sup>2</sup> con 4 niveles, adicionalmente se considera una tapa grada, presenta losas alivianadas bidireccionales en todos los niveles con un espesor aproximado de 25 cm de espesor.

### 2.2.2.4 Descripción de la distribución arquitectónica

**Nivel N+ 0.00:** Coordinación de carrera, Decanato, sub-decanato, sala de reuniones, secretarías, unidad de investigación, biblioteca, baños, administrativos y oficinas, en un área de 994.68m<sup>2</sup>.

**Nivel N+ 3.40:** Sala de investigación, archivo general, sala de docentes, coordinación de investigación, Carrera de idiomas, baños y bodega, en un área de 761.50 m<sup>2</sup>.

**Nivel N+ 6.80:** Aulas (301 -308), baños y bodega, en un área de 761.50 m<sup>2</sup>.

**Nivel N+ 10.20:** Aulas (401 - 408), baños y bodega, en un área de 761.50 m<sup>2</sup>.

**Nivel N+ 14.40:** Terraza accesible, en un área de 761.50 m<sup>2</sup>.

**Nivel N+ 17.00:** Tapa grada, en un área de 26.34 m<sup>2</sup>.

### 2.2.2.5 Resistencia a la compresión del concreto

Para el ensayo de esclerometría la norma ASTM C-805 del método prueba estándar para el número de rebote de hormigón endurecido establece ciertos requerimientos para la selección de superficies y zonas de prueba[49]:

- En miembros de hormigón deben tener 100 mm de espesor y fijado dentro de una estructura [49]
- La superficie debe estar lisa y seca evitando áreas con porosidad [49]
- El área de ensayo debe ser al menos 150 mm de diámetro, y la separación de los puntos de ensayo de 25mm [49]
- No realizar la prueba directamente sobre barras con refuerzo con cubierta inferior a 20mm [49]
- Realizar 10 repeticiones por área de prueba [49]

Se descartan las lecturas que difieren en más de 6 unidades del promedio de las 10 lecturas. El error se calcula mediante la obtención de la media y el valor máximo y mínimo de los datos obtenidos en el ensayo [49].

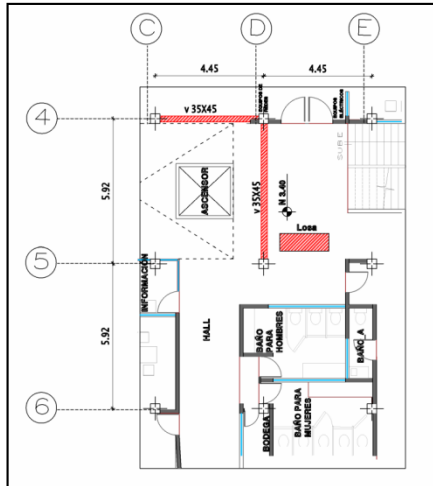
**Figura 34:** Ensayo del martillo esclerométrico



**Fuente:** Fatima Llugsha

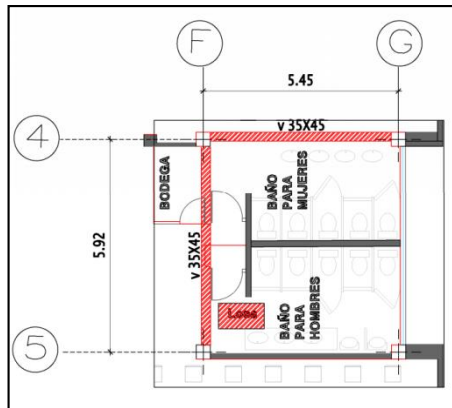
En las siguientes figuras se presenta la ubicación exacta de los puntos de los elementos en donde se realizó el ensayo esclerométrico

**Figura 35:** Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 4 y D N+3.40m



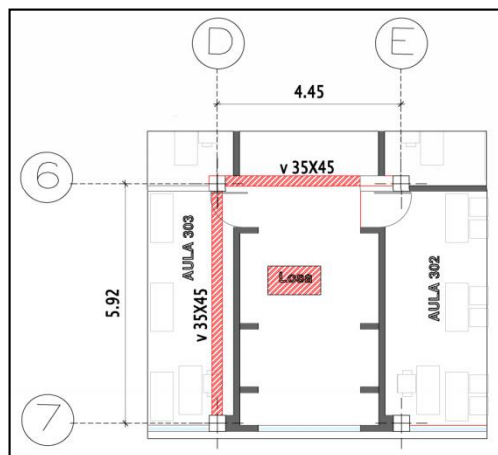
**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 36:** Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 4 y F (N+ 6.80m)



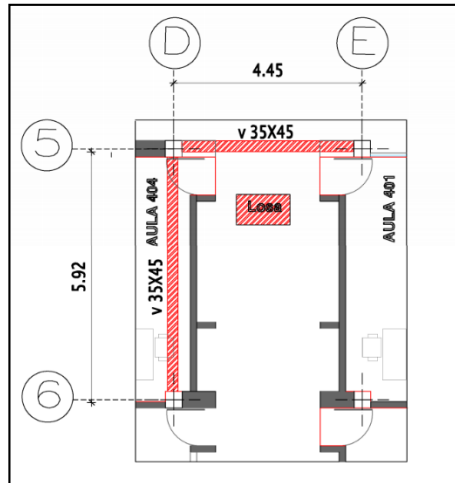
**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 37:** Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 6 y D (N+ 10.20m)



**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 38:** Ensayo esclerométrico en la losa y vigas en los ejes 5 y D (N+ 13.60m)



**Fuente:** Fatima Llugsha

En las siguientes tablas se describe los datos obtenidos del ensayo esclerométrico realizado en las vigas y losas como se indican en las figuras anteriores.

**Tabla 24:**Datos del ensayo esclerométrico en vigas

Q(índice de rebote) Vigas								
Nivel	N +3.40		N +6.80		N +10.20		N +13.60	
N°	Eje 4	Eje D	Eje 4	Eje F	Eje 6	Eje D	Eje 5	Eje D
Golpe	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
1	38	45	39	39.5	39.5	38.5	36.5	43.5
2	40	44	41	38	45	42	37.5	44
3	39	46	46	37	40.5	42	39	42
4	47	39	45.5	46.5	44.5	37	38.5	42.5
5	45.5	38	38	41.5	45	45	36.4	39
6	45	38.5	41.1	44	45	45	45	37.5
7	39.5	42	42	41.5	37	39	39.5	45
8	41	41	44	40.5	41	41	43.5	42
9	41.5	42	42.5	42	39	42.5	43	41.5
10	42	42.5	41	41	37.5	41.5	44	38
P <sub>romedio</sub>	41.85	41.8	42.01	41.15	41.4	41.35	40.29	41.5
f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	245	245	245	240	240	240	235	240

Fuente: Fatima Llugsha

Tabla 25: Datos del Ensayo esclerometrico en losas

Q(índice de rebote) Losas				
Nivel	N +3.40	N +6.80	N +10.20	N +13.60
Nº Golpe	P1	P2	P3	P4
1	38	45	39	39.5
2	40	44	41	38
3	39	46	46	37
4	47	39	45.5	46.5
5	45.5	38	38	41.5
6	45	38.5	41.1	44
7	39.5	42	42	41.5
8	41	41	44	40.5
9	41.5	42	42.5	42
10	42	42.5	41	41
Promedio	41.85	41.8	42.01	41.15
f'c(kg/cm2)	245	245	245	240

Fuente: Fatima Llugsha

La media del número de los golpes se obtiene para determinar el número de rebote promedio para el área de prueba. Para el cálculo se tomara de ejemplo el punto 5 de la viga del eje 6 del (N +10.20m).

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

$$Q. Media = \frac{39.5 + 45 + 40.5 + 44.5 + 45 + 45 + 37 + 41 + 39 + 37.5}{10}$$

$$Q. Media = 41.4$$

Para verificar si los datos obtenidos son correctos se procede a calcular el error entre la diferencia del valor máximo y valor mínimo con la media, si los valores exceden de 6 unidades de la media la muestra no es válida.

$$(+)=V_{\text{máx}}-Q.\text{Media}$$

$$E(+)=45-41.4$$

$$E(+)=3.6$$

$$\text{Valor mínimo}=37$$

$$E(-)=V_{\text{mín}}-Q.\text{Media}$$

$$E(-)=37-41.4$$

$$E(-)=4.4$$

De esta manera se obtiene que el valor del error (E+) y el valor (E-) es menor a 6 unidades de la media, los resultados son validos para la muestra del ensayo de la resistencia a la compresión de los elementos estructurales [50].

El martillo esclerometrico Silver-Schmidt no toma en cuenta las tablas de correlación entre el índice de rebote y la resistencia a compresión que dependen del ángulo de inclinación debido a su independencia del ángulo de impacto inherente elimina totalmente una posible fuente de errores por parte de usuario [50].

En la tabla 26 se encuentra la resistencia a compresión para los 12 puntos ensayados tomados para determinar la resistencia media a compresión.

**Tabla 26:** Resistencia a compresión de los puntos ensayados

Nº Punto	f'c(kg/cm2)
1	245
2	245
3	245
4	240
5	240
6	240
7	235
8	240
9	245

10	250
11	240
12	240

**Fuente:** Fatima Llugsha

Para poder determinar la resistencia del hormigón se acuerdo a los datos obtenidos se emplea medidas posición y tendencia central generalmente se conoce como promedio que permiten conocer de forma aproximada el comportamiento de una distribución estadística[51].

### Media Aritmética ( $\bar{x}$ )

También se define como media, se calcula sumando los distintos valores de  $x$  y dividiendo por el número de datos [51].

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n}$$

$$\bar{x} = \frac{245 + 245 + 245 + 240 + 240 + 240 + 235 + 240 + 245 + 250 + 240 + 240}{12}$$

$$\bar{x} = 242.08 \text{ kg/cm}^2$$

### Mediana ( $M_e$ )

Se define como una medida central, los datos se ordenan de mayor a menor el 50 % de los datos son inferiores a su valor y el 50 % de los datos tienen valores superiores, en el caso de que el número de datos sea para obtener la mediana se toman los valores del centro de la serie y se promedia y en el caso de ser impar la mediana es el valor central [51].

**Tabla 27:** Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión ( $f'c$ )

Nº Punto	$f'c(\text{kg/cm}^2)$
1	235
2	240
3	240
4	240



5	240
6	240
7	240
8	245
9	245
10	245
11	245
12	250

**Fuente:** Fatima Llugsha

En la tabla 27 se ordena los valores de resistencia del hormigón de forma ascendente para obtener la mediana con la formula de los numeros pares mediante un promedio.

$$\mathbf{Me} = \frac{X_j + (X_{j+1})}{2}$$

$$\mathbf{Me} = \frac{240 + 240}{2}$$

$$\mathbf{Me} = 240\text{kg/cm}^2$$

Para posteriores calculos se ocupara el valor obtenido de la resistencia del concreto de 240 kg/cm<sup>2</sup> que se obtuvo a partir del ensayo del martillo esclerométrico.

### **2.2.2.6 Cargas gravitacionales**

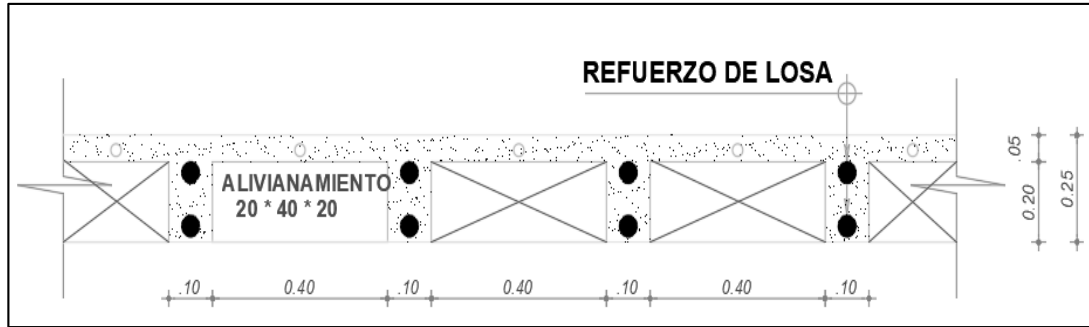
#### **Cuantificación de cargas muertas**

Para la cuantificación de cargas muertas de paredes y losas se tomará como referencia los pesos específicos de norma NEC-SE-CG

#### **Peso propio de la losa**

Para el peso propio de la losa se tomará un espesor de 25cm (e = 25 cm), considerando cargas de loseta nervios, aliviamientos, enlucido, masillado, y acabados de entre piso.

**Figura 39:** Sección transversal de losa alivianada



Fuente: Fatima Llugsha

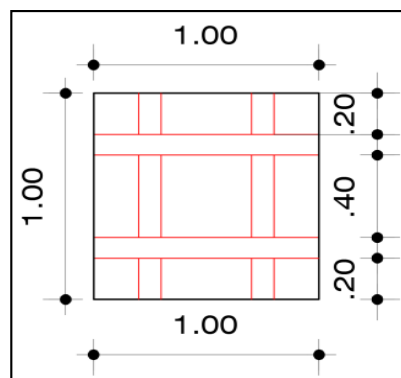
### Cuantificación del peso de la losa de 25cm

Tabla 28: Cuantificación de cargas

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS						
Elemento		Altura (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Peso Específico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
	U	h	e	l		
Peso propio loseta		1	0.05	1	2400	120
Peso propio nervios		0.1	0.2	3.6	2400	172.8
Alivianamientos		-	-	-	8	64
P.P alisado sup	8	1	0.015	1	1900	28.5
P.P alisado inf		1	0.015	1	1900	28.5
P.P acabados		1	0.015	1	1600	24
						<b>437.8</b>

Fuente: Fatima Llugsha

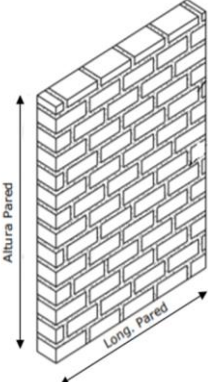
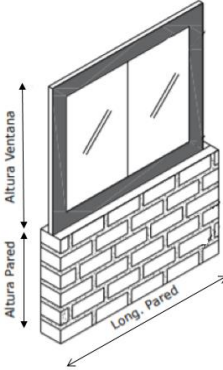
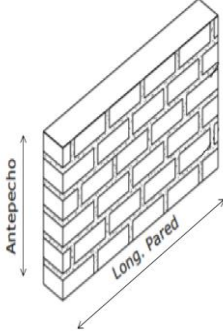
Figura 40: Distribución de alivianamientos y nervios en la losa



Fuente: Fatima Llugsha

Peso propio de paredes

Tabla 29: Peso propio de paredes

Pared Tipo 1		Pared Tipo 2		Pared Tipo 3		
						
Nivel N+3.40						
Elemento	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitud	Total
	h	e	Kg/cm <sup>3</sup>	Kg/cm	m	kg
Pared T1	3.20	0.15	1600	768.00	151.90	116659.20
Pared T2	1.70	0.15	1600	423.60	74.00	31346.40
	1.50	0.004	2600			
Pared T3	1.30	0.15	1600	312.00	30.00	9360.00
					Total	157365.60
					Área(m <sup>2</sup> )	994.68
					CM(kg/cm <sup>2</sup> )	158.21
Nivel N+6.80 -10.20						
Pared T1	3.20	0.15	1600	768.00	147.00	112896.00
Pared T2	1.70	0.15	1600	423.60	75.00	31770.00
	1.50	0.004	2600			
					Total	144666.00
					Área(m <sup>2</sup> )	761.50
					CM(kg/cm <sup>2</sup> )	189.98
Nivel N+13.60						
Pared T3	1.30	0.15	1600	320.00	118.83	37074.96

	Total	37074.96
	Área(m <sup>2</sup> )	761.50
	CM(kg/cm <sup>2</sup> )	48.69

**Fuente:** Fatima Llugsha

#### Adicional de carga muerta (ACM)

$$ACM = (\text{Peso losa} - CM \text{ acabados}) + CM \text{ pared}$$

$$ACM = 145 \text{ kg/m}^2 + 158.21 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM = 303.21 \text{ kg/m}^2$$

**Tabla 30:** Adicional de carga muerta por piso

Nivel	ACM (kg/m <sup>2</sup> )
N + 0.00	-
N + 3.40	303.21
N + 6.80	334.98
N + 10.20	334.98
N + 13.60	193.69
N + 17.00	-

**Fuente:** Fatima Llugsha

#### Cargas vivas

Los valores de las cargas vivas son tomados de acuerdo a la ocupación y los usos según Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG, de la siguiente tabla .

**Tabla 31:** Sobrecargas mínimas uniformemente distribuida

Ocupación o uso	Cv kg/m <sup>2</sup>
Aulas	200
Corredores segundo piso y superior	400
Corredores primer piso	480
Cubiertas planas	70

Fuente: Fátima Llugsha

### 2.2.2.7 Acero de Refuerzo en Elementos Estructurales

Para el acero estructural en tanto en vigas como en columnas se tomara el valor de la resistencia a la fluencia de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. La cuantía de acero en vigas se obtendra con las dimensiones de las secciones presentes en la estructura debido a que no se cuenta con la información de planos estructurales.

#### Control de cuantías de acero en vigas

Los valores de la cuantía de refuerzo a tracción ( $\rho$ ) y compresión ( $\rho'$ ) deben proporcionar una falla en flexión controlada por la tracción, estos valores no debe ser mayor que el 50% de la cuantía en condición balanceada ( $\rho_b$ ) [52].

Donde:

$A_s$  = Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción (mm<sup>2</sup>)

$A'_s$  = Área de refuerzo a compresión (mm<sup>2</sup>)

$\rho$  = Cuantía de refuerzo  $A_s$  evaluada sobre el area  $bd$

$\rho'$  = Cuantía de refuerzo  $A'_s$  evaluada sobre el area  $bd$

$bw$  = Ancho de la cara en compresión del elemento (mm)

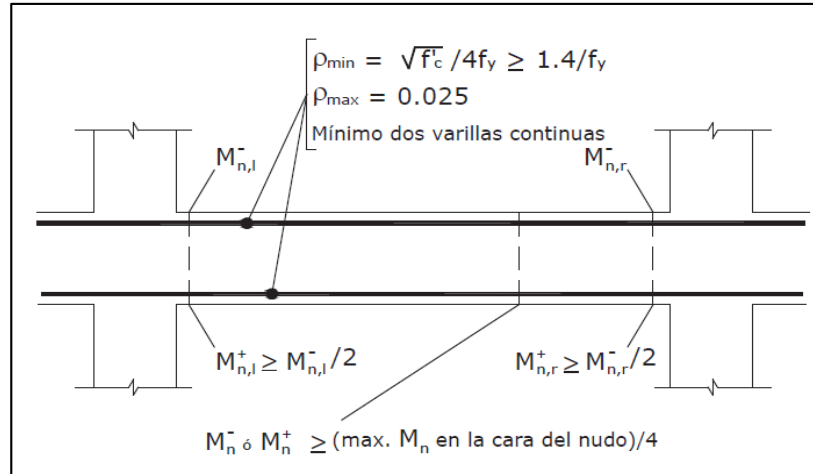
$d$  = Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

$\rho_b$  = Cuantía de refuerzo  $A_s$  evaluada sobre el area  $bd$  que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria [52]

#### Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión

De acuerdo a la sección 4.2.5 de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-HM, los elementos sometidos a flexión cuando requiera un refuerzo de tracción el  $A_s$  no debe ser menor que el  $A_{smin}$  [52].

**Figura 41:** Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión



**Fuente:** NEC-SE-HM

Donde:

$f'_c$  = Resistencia a la compesión del concreto (MPA)

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero (MPA)

$\rho_{\min}$  = Cuantía de refuerzo mínimo

$\rho_{\max}$  = Cuantía de refuerzo máximo

$A_{s,\min}$  = Área mínima de refuerzo a flexión (mm<sup>2</sup>)

$b_w$  = Ancho de la cara en compresión del elemento (mm)

El valor de acero mínimo longitudinal para flexión debe cumplir con los requisitos de la norma ecuatoriana NEC-SE-HM [52].

$$A_s \geq \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$d = h - r - \emptyset \text{ estribo} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ longitudinal}$$

$$d = 45.00\text{cm} - 2.50\text{cm} - 1.00 \text{ cm} - \frac{1}{2}(1.80\text{cm})$$

$$d = 40.60 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{14}{4200} * 35 * 40.6$$

$$A_s \text{ mín} = 4.72 \text{ cm}^2$$

El acero superior propuesto es de 4  $\Phi$  18 mm con un valor de  $A_{s\text{sup}} = 10.18 \text{ cm}^2$ , con este valor se calcula la cuantía del acero superior

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

$$\rho = \frac{10.18 \text{ cm}^2}{(35 * 40.6) \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0.00716 = 0.71\%$$

Para determinar el acero máximo se calcula la cuantía de refuerzo determina la cuantía de refuerzo que no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada  $\rho_b$ .

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 \rho_b$$

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

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$\rho_b = 0.0248$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0124 = 1.24\%$$

Calculo de la cuantía mínima

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.00333 = 0.33\%$$

Verificación de la cuantía mínima y máxima.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$

$$0.00333 < 0.00716 < 0.0124 \quad \text{cumple}$$

Calculo de la cuantía de acero inferior, debe ser al menos el 50% del acero superior igual a  $2\Phi 18 \text{ mm}$   $A_{s \text{ inf}} = 5.09 \text{ cm}^2$

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

$$\rho = \frac{5.09 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 40.6 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00417 = 0.41$$

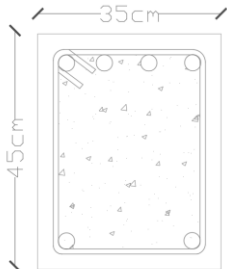
Verificación de la cuantía del acero inferior con la cuantía máxima y mínima

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$

$$0.00333 < 0.00417 < 0.0124 \text{ cumple}$$

El acero propuesto en vigas cumple con las especificaciones de las cuantías mínimas de acero longitudinal requeridas a flexión.

**Tabla 32:** Sección de vigas y acero de refuerzo

Secciones de vigas				
Tipo	Sección Transversal	Niveles y Ejes	Dimensión (cm)	Cantidad de acero
V1-X		N+(0.00-17.00) Ejes: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7	35 x 45	<b>Acero Sup:</b> 4Ø 18 mm Cuantía: 0.71% <b>Acero Inf:</b> 2Ø 18 mm Cuantía: 0.41% Estrivos: 1E Ø10 @10 y 15 Recubrimiento: 2.5cm
V2-Y		N+(0.00-17.00) Ejes: A, B, C, D, E, F, G	35 x 45	<b>Acero Sup:</b> 4 Ø 18 mm Cuantía: 0.71% <b>Acero Inf:</b> 2 Ø 18 mm Cuantía: 0.41% Estrivos: 1E Ø10 @10



				y 15 Recubrimiento: 2.5cm
--	--	--	--	------------------------------

**Fuente:** Fátima Llugsha

### Control de cuantías de acero en columnas

Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal de acuerdo a la expresión de la sección 4.3.3 de la norma ecuatoriana NEC-SE-HM se determina con la siguiente ecuación [52].

$$0.01 \leq \frac{P_g}{A_g} \leq 0.03$$

La cuantía no debe ser menor al 1% ni mayor al 3% , por lo que se propone para la verificación del desempeño sísmico en estado actual un acero longitudinal existente de 12 Ø 18mm con un área de acero  $A_s = 30.54 \text{ cm}^2$  y con un área de columna de  $(50 * 50) \text{ cm}^2$

**Dónde:**

$P_g$  = Área de refuerzo longitudinal

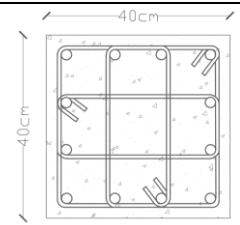
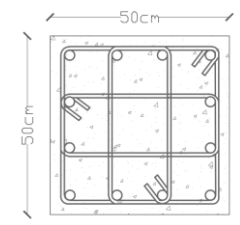
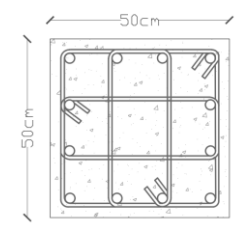
$A_g$  = Área bruta de la sección

$$0.01 \leq \frac{30.54 \text{ cm}^2}{(50 * 50) \text{ cm}^2} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0122 \leq 0.03 \quad \text{Cumple}$$

**Tabla 33:** Secciones de columna y acero de refuerzo

Secciones de columnas				
Tipo	Sección Transversal	Niveles y Ejes	Dimensión (cm)	Cantidad de acero
		Nivel:		Longitudinal: 12 Ø

C1		N+ (0.00–3.40) Ejes: A3, A4, A5, A6, A7, C1, D1, E1, F1, G2, H3, H4, H5, H6, H7	40 x 40	16 mm <b>Transversal:</b> 4 ramales 1Ø 10 mm @10 Cuantía: 1.51% Recubrimiento: 2.5 cm
C2		Nivel: N+ (0.00-17.00) Ejes: E4, F4 E5, F5	50 x 50	<b>Longitudinal:</b> 12Ø 18mm <b>Transversal:</b> 4 ramales 1 E Ø 10mm @ 10 Cuantía: 1.22% Recubrimiento: 2.5cm
C3		Nivel: N+ (0.00-13.40) Ejes: B2, B3, B4, B5, B6, B7, C2,C3, C6, C7, D2, D3, D6, D7, E2, E3, E6,E7, F2, F3, F6, F7, G2, G3, G4, G5, G6, G7,	50 x 50	<b>Longitudinal:</b> 12 Ø 18mm <b>Transversal:</b> 4 ramales 1 E Ø 10mm @ 10 Cuantía: 1.22% Recubrimiento: 2.5cm

**Fuente:** Fátima Llugsha

### 2.2.2.8 Características y clasificación del suelo

La Norma Ecuatoriana de la construcción clasifica en seis tipos de perfil del suelo de acuerdo a los siguientes factores: velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), el número medio de golpes del ensayo SPT para cualquier tipo de perfil ( $N$ ) como puede ser para un suelo cohesivo o no cohesivo; o la consideración del número medio de golpes del ensayo SPT para los estratos no cohesivos ( $N_{ch}$ ) y la resistencia al corte no drenado para suelos cohesivos ( $S_u$ ) como se indica en la siguiente tabla [9].

**Tabla 34:** Clasificación del Perfil del Suelo

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s

<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
<b>D</b>	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	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

**Fuente:** NEC-SE-DS (Peligro sísmico)

### Ensayo de penetración estándar (SPT)

El método de ensayo de penetración estándar consiste en contar el número de golpes requeridos para hincar el muestreador en un determinado nivel, mediante un peso que

cae a una altura establecida, este ensayo permite conocer la resistencia del suelo in situ permitiendo obtener una cantidad de muestra necesaria para ser analizada en el laboratorio [48].

Los procedimientos para la realización del ensayo de penetración estándar SPT tomara en cuenta las recomendaciones de la Norma Técnica Ecuatoriana INEN-689.

Apoyar el muestreador en el sitio perforado a continuación hincarlo mediante golpes del martinete dejando caer desde una altura de  $75 \pm 5$  [48].

Levantar el martinete con un cabo de manila o similar y en el caso de ser accionado mecánicamente no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate [48].

Verificar que la barra rígida de acero que sirve de guía para el descenso del martinete este siempre vertical, para evitar la pérdida de energía en los golpes a causa de la fricción del martinete sobre la barra [48].

Para la preparación y ajuste del ensayo penetrar el muestreador 15cm por lo que, el número de golpes necesarios para este primer tramo de hincado tiene únicamente un valor relativo de orientación [48].

Contar el número de golpes necesarios para hacer penetrar el muestreador 30 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo [48].

Si en el tramo de los 30cm de penetración se sobrepasa los 50 golpes, se debe anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador [48].

Previamente a la extracción del muestreado se debe girar por lo menos 2 revoluciones, para cortar la muestra en el fondo, y una vez que la muestra se encuentre en la superficie se determina la longitud de la muestra recuperada, se extrae la muestra del suelo sin tomar en cuenta la parte del suelo superior que no se la considera representativa [48].

Identificar las muestras obtenidas de manera correcta [48].

El ensayo de penetración estándar para la obtención y análisis de muestras se realizó en un punto estratégico del lugar de estudio en los cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

**Tabla 35:** Ensayo de Penetración Estándar

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	NSPT Total	NSPT Media	Tipo de Perfil
50	Limpieza	22	39	D
70	7			
85	8			
100	14			
120	26	35		
135	17			
150	18			
170	18	61		
185	26			
200	35			

**Fuente:** Fátima Llugsha

En el sondeo del ensayo del (SPT) se obtiene un número de golpes promedio (NSPT medio) el mismo que se encuentra dentro del rango establecido por la normativa NEC-SE-DS ( $50 > N \geq 15.0$ ) para clasificar al perfil de suelo como tipo D [9].

El primer factor para determinar el tipo de suelo es el resultado de la penetración estándar, posteriormente el siguiente paso consiste en realizar la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de los suelos (SUCS) y posteriormente se verificará la velocidad de onda de corte.

**Tabla 36:** Clasificación del suelo según SUGS

Sub - Tipos		Identificación			Símbolo de Grupo		
Suelo (Partículas menores a 7.5cm )	SUELOS GRUESOS Más de la mitad de material se retiene en 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 ORGANICO	Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa			Pt			

Fuente: SUCGS

Tabla 37: Ensayo granulométrico

<b>Nivel de Penetración Nv -1.00</b>					
Tamiz #	mm	Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasa
4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.000	20.50	6.84	6.84	93.16
30	0.600	31.00	10.25	17.20	82.80
50	0.300	29.30	9.78	26.98	73.02
100	0.150	50.60	16.89	43.87	56.13
200	0.075	84.90	28.35	72.22	27.78
Base		83.20	27.78	100.00	-
Total		299.50	100.00	-	-
<b>Nivel de Penetración Nv -1.50</b>					
Tamiz #	mm	Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasa
4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.000	69.60	23.22	23.22	76.78
30	0.600	50.50	16.85	40.07	59.93
50	0.300	28.80	9.61	49.68	50.32
100	0.150	46.20	12.95	62.63	37.37
200	0.075	38.80	15.42	78.04	21.96
Base		65.80	21.96	100.00	-
Total		299.70	100.00	-	-
<b>Nivel de Penetración Nv -2.00</b>					
Tamiz #	mm	Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasa
4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.000	14.90	4.97	4.97	95.03
30	0.600	57.10	19.06	24.03	75.97
50	0.300	33.50	11.18	35.21	64.79
100	0.150	44.70	14.92	50.13	49.87
200	0.075	51.70	17.26	67.39	32.62
Base		97.70	32.61	100.00	-
Total		299.60	100.00	-	-

**Fuente:** Fátima Llugsha

Los resultados obtendos del ensayo granulométrico son los siguientes:

Todo el material pasa por el tamiz #4 que son particulas menores a 7.5cm lo cual se clasifica como un suelo grueso Arena es decir (más del 50% del material en todas las muestras analizadas en sus respectivos niveles pasan el tamiz #4 de 476mm).

Más de la mitad del material de todas las muestras analizadas se retiene en el tamiz #200, por tal motivo es considerado como un suelo grueso, lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena. Entre el (21 y 32)% atraviesan el tamiz N° 200, es decir más del 12% de la masa en todas las muestras analizadas.

### **Velocidad de onda de corte $V_s$**

Uno de los parámetros fundamentales para la caracterización dinámica de los suelos es la velocidad de onda de corte  $V_s$ , ya que basado en este parámetro es posible determinar y analizar el comportamiento de depósito de suelos ante cargas cíclicas[53].

Para poder establecer la posibilidad de calcular perfiles de velocidad de onda de corte, registrando los impactos en profundidad durante un ensayo de penetración estandar SPT se basa en 16 formulas empiricas presentada por (Akin, 2011)en donde toma en cuenta formulas desarrolladas por diferentes autores. Las formulas presentadas en la tabla 38 son para tipos de suelos clasificados como arenas[53].

**Tabla 38:** Fórmulas para el cálculo de la velocidad de onda de corte  $V_s$

<b>Correlación existente entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia estándar a la penetración. (Arenas)</b>	
<b>Investigador(es)</b>	<b><math>V_s</math> (m/s)</b>
Shibata (1970)	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$
Ohta et. al.(1972)	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$
Imai (1977)	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$



Okamoto et al. (1989)	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$
Lee (1990)	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$
Dikmen (2009)	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$

**Fuente:** Akin (2011)

**Tabla 39:** Velocidad de Onda para cada método

N	Método	Vs(m/s)
1	Shibata (1970)	229.21
2	Ohta et. al.(1972)	326.06
3	Imai (1977)	271.01
4	Seed et al. (1983)	352.22
5	Sykora and Stokoe (1983)	290.79
6	Fumal and Tinsley (1985)	165.71
7	Okamoto et al. (1989)	375.17
8	Lee (1990)	345.57
9	Pitilakis et al. (1992)	301.99
10	Raptakis et al. (1995)	240.91
11	Kayabali (1996)	321.25
12	Pitilakis et al. (1999)	278.34
13	Hasancebi and Ulusay (2006)	295.75
14	Hasancebi and Ulusay (2006)	277.61
15	Dikmen (2009)	244.55
16	Uma Maheshwari et al. (2010)	265.42

**Fuente:** Fátima Llugsha

Para determinar la distribución normal se crea la campana de Gauss para lo cual se establece la media aritmética y la desviación estándar con los datos obtenidos

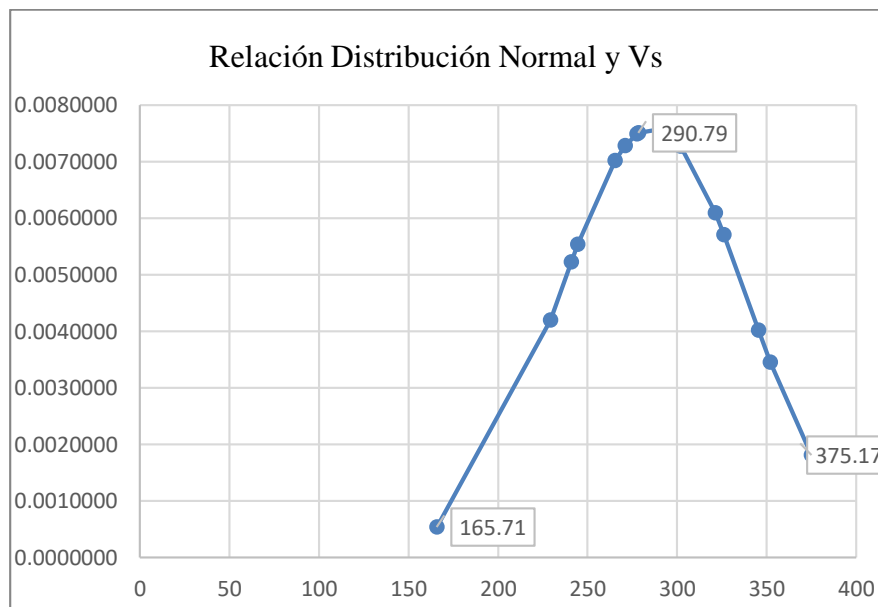
anteriormente.

**Tabla 40:** Cálculo de la velocidad de la Onda y la Distribución Normal de la muestra

N	Vs (m/s)	DISTRIBUCIÓN NORMAL
1	165.71	0.0005418
2	229.21	0.0042027
3	240.91	0.0052254
4	244.55	0.0055353
5	265.42	0.0070197
6	271.01	0.0072828
7	277.61	0.0074958
8	278.34	0.0075125
9	290.79	0.0075732
10	295.75	0.0074794
11	301.99	0.0072703
12	321.25	0.0060929
13	326.06	0.0057087
14	345.57	0.0040217
15	352.22	0.0034582
16	375.17	0.0018157
Media aritmética		286.35
Desviación estándar		52.49

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 42:** Campana de Gauss de la muestra



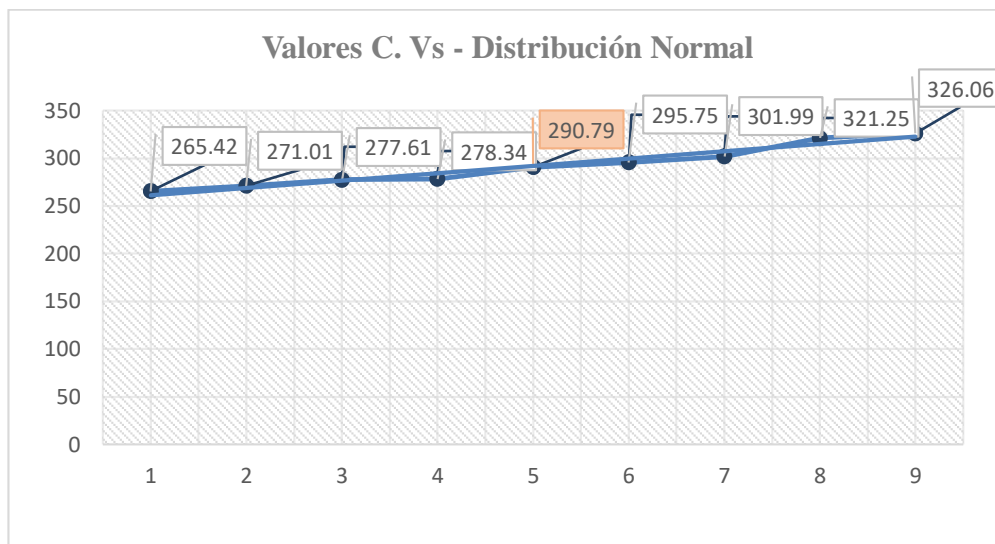
**Fuente:** Fátima Llugsha

**Tabla 41:** Valores centrales de la Campana de Gauss de la muestra

VALORES CENTRALES Vs (m/s)	DISTRIBUCIÓN NORMAL
265.42	0.0070197
271.01	0.0072828
277.61	0.0074958
278.34	0.0075125
290.79	0.0075732
295.75	0.0074794
301.99	0.0072703
321.25	0.0060929
326.06	0.0057087

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 43:** Valores centrales de la Campana de Gauss de la muestra



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Tabla 42:** Resumen de a velocidad de onda de corte Vs30

MUESTRA	
<b>N SPT</b>	39
<b>Tipo de Perfil</b>	D
<b>Vs30 (m/s)</b>	290.79

**Fuente:** Fátima Llugsha

La detalla los valores obtenidos mediante la perforación del ensayo SPT y la utilización de las 16 formulas empíricas establecidas para calcular la velocidad de onda de corte Vs30 para las arenas, en conformidad con la tabla de la NEC-SE-DS establece la velocidad de onda para el suelo tipo D de  $360 \text{ m/seg} > Vs \geq 180 \text{ m/s}$  [9].

### 2.2.2.9 Irregularidad y configuración estructural

Las irregularidades en planta y elevación se evalúan de acuerdo a los criterios establecidos en la NEC-SE-DS. Se penalizará a la estructura usando los coeficientes de configuración estructural [9].

La irregularidad en planta considerable que presenta primer nivel es discontinuidades en el sistema de entrepiso por lo que se le asigna un valor de  $\Phi_p = 0.9$  y no presenta ninguna irregularidad en elevación por lo que se le asigna un valor de  $\Phi_e = 1$  [9].

### 2.2.2.10 Factores de carga sísmica

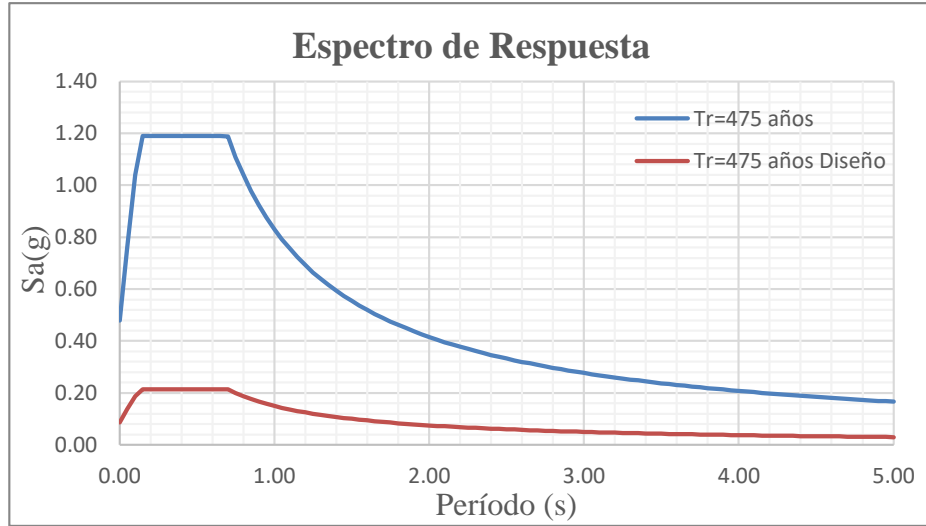
Los factores de carga sísmica serán tomados de acuerdo a la Norma (NEC-SE-DS), de acuerdo a la ubicación geográfica y características de la edificación como lo indica en la siguiente tabla 43, estos valores permiten obtener periodo de vibración del suelo, el cortante basal y el espectro de respuesta [9].

**Tabla 43:** Factores de carga sísmica y de configuración estructural

<b>Factores de carga sísmica</b>				
<b>Región:</b>	<b>Sierra</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Ambato</b>	
<b>Factor</b>		<b>Valor</b>	<b>NEC-SE-DS</b>	
			<b>Numeral</b>	<b>Descripción</b>
<b>Período de retorno <math>T_r = 475</math> años</b>				
<b>Zona sísmica</b>		V	3.1.1	Tabla 1
<b>Z</b>		0.4	3.1.1	Tabla 1
<b>Tipo de suelo</b>		D	3.2.1	Tabla 2
<b>Fa</b>		1.2	3.2.2	Tabla 3a
<b>Fd</b>		1.19	3.2.2	Tabla 3b
<b>Fs</b>		1.28	3.2.2	Tabla 3c
<b><math>\eta</math></b>		2.48	3.1.1	
<b>Factores de configuración estructural</b>				
Factor	Descripción	Valor	Numeral	Descripción
<b>Importancia I</b>	Especial	1.3	4.1	Tabla 6
Factor de reducción de resistencia sísmica <b>R</b>	Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8	6.3.4	Tabla 16
Coefficiente de irregularidad en planta <b><math>\Phi_p</math></b>	Irregular	0.9	5.2.3	Tabla 13
Coefficiente de irregularidad en elevación <b><math>\Phi_e</math></b>	Regular	1	5.2.3	Tabla 14
<b>Ct</b>	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	6.3.3	Método 1
<b><math>\alpha</math></b>		0.9	6.3.3	Método 1
Altura del edificio	17.00 m			

**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 44:** Espectro de respuesta de diseño



**Fuente:** Fatima Llugsha

**Tabla 44:** Espectros de respuesta

Espectro Probabilista Nec 2015					
T (s)	Sa (%g)	Sa (%g) Reducido	T (s)	Sa (%g)	Sa (%g) Reducido
0.00	0.4800	0.0867	1.60	0.5194	0.0938
0.05	0.7598	0.1372	1.65	0.5037	0.0909
0.10	1.0397	0.1877	1.70	0.4889	0.0883
0.15	1.1904	0.2149	1.75	0.4749	0.0857
0.20	1.1904	0.2149	1.80	0.4617	0.0834
0.25	1.1904	0.2149	1.85	0.4492	0.0811
0.30	1.1904	0.2149	1.90	0.4374	0.0790
0.35	1.1904	0.2149	1.95	0.4262	0.0769
0.40	1.1904	0.2149	2.00	0.4155	0.0750
0.45	1.1904	0.2149	2.05	0.4054	0.0732
0.50	1.1904	0.2149	2.10	0.3957	0.0715
0.55	1.1904	0.2149	2.15	0.3865	0.0698
0.60	1.1904	0.2149	2.20	0.3778	0.0682
0.65	1.1904	0.2149	2.25	0.3694	0.0667

0.70	1.1872	0.2144	2.30	0.3613	0.0652
0.75	1.1081	0.2001	2.35	0.3536	0.0639
0.80	1.0388	0.1876	2.40	0.3463	0.0625
0.85	0.9777	0.1765	2.45	0.3392	0.0612
0.90	0.9234	0.1667	2.50	0.3324	0.0600
0.95	0.8748	0.1579	2.55	0.3259	0.0588
1.00	0.8311	0.1501	2.60	0.3196	0.0577
1.05	0.7915	0.1429	2.65	0.3136	0.0566
1.10	0.7555	0.1364	2.70	0.3078	0.0556
1.15	0.7227	0.1305	2.75	0.3022	0.0546
1.20	0.6925	0.1250	2.80	0.2968	0.0536
1.25	0.6648	0.1200	2.85	0.2916	0.0526
1.30	0.6393	0.1154	2.90	0.2866	0.0517
1.35	0.6156	0.1111	2.95	0.2817	0.0509
1.40	0.5936	0.1072	3.00	0.2770	0.0500
1.45	0.5731	0.1035	4.00	0.2078	0.0375
1.50	0.5540	0.1000	5.00	0.1662	0.0300
1.55	0.5362	0.0968			

**Fuente:** Fatima Llugsha

## CAPÍTULO III

### ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

#### 3.1 Análisis de Resultados

##### 3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo

###### 3.1.1.1 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica FEMA 154

De acuerdo a la ubicación geográfica que se encuentra la estructura, esta se ubica en una zona de alta sismicidad lo cual para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica por la inspección visual rápida mediante Fema 154 se tomaran los formatos de Alta sismicidad, con un sistema estructural C1 (pórticos de hormigón resistentes a momentos)[28].

#### Nivel 1

El nivel 1 detalla todas las características y riesgos que está expuesta la estructura por el tipo de suelo, elementos no estructurales, el año de construcción, tipo de ocupación, en la primera parte del formulario.

Se coloca una fotografía y un croquis de la estructura para la identificación y ubicación.

Se coloca toda la información descrita en la tabla su ubicación exacta con sus respectivas coordenadas, los coeficientes sísmicos  $S_1$  y  $S_s$  que al ser una metodología de origen americano no se toma en cuenta en este caso

El edificio de Ciencias Humanas y de la educación bloque 2 tiene un área de construcción de 994.68m<sup>2</sup>, se identifica la ocupación como un centro de educación.

Se determina un tipo de suelo tipo D de acuerdo al ensayo SPT verificado con la velocidad de onda de corte del suelo.

La edificación no presenta riesgos geológicos, no existe ninguna edificación adyacente al edificio de menor altura que provoque problemas de golpeteo.

Presenta irregularidad en planta, posee esquinas entrantes, pero no presenta irregularidad en elevación.



Se determina los puntajes básicos y modificadores de acuerdo al sistema C1, seleccionando para irregularidad en planta un valor de -0.6.


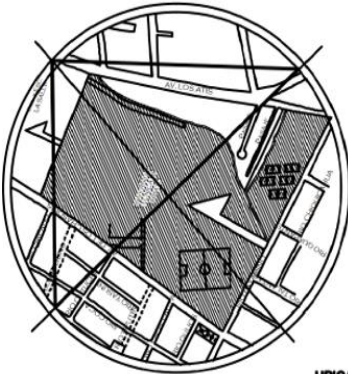
En los indicadores de Pre-código y Post Referencia toma en cuenta las normativas americanas antes y después del año 2000, se asignó un valor de 1.9

Se ubica en la extensión de la revisión de la parte exterior e interior, los planos revisados en este caso únicamente se obtuvo los planos arquitectónicos, el tipo de suelo. En la sección de otros peligros se determina las opciones que presenta la estructura en cuanto a factores como golpeteo, peligros por caídas de elementos de edificios adyacentes, peligros geológicos y daños o deterioro del sistema estructural, este formato puede ser utilizado en el caso que se desee evaluar una estructura después de un evento sísmico. En la parte de acción requerida se debe señalar si la estructura requiere una evaluación estructural detallada o una evaluación no estructural.

Finalmente, para determinar la vulnerabilidad estructural del edificio en base al puntaje final  $S$  se debe comprobar la suma de puntuación básica y la puntuación de los modificadores con la puntuación mínima ( $S_{mín}$ ). El valor de  $S_{11}$  es de 2.8, para lo cual se verificará con el formulario del nivel 2.

Según la norma para poder determinar la vulnerabilidad de la estructura a base del puntaje final  $S$ , recomienda si  $S$  tiene un valor de 3 la estructura tiene una probabilidad de colapso de 1 en  $(10^3)$ , y si el valor es de 2 la probabilidad es de 1 en  $(10^2)$  al obtener el valor de  $S_{mín}$  de 0.3, existe una probabilidad de 1 en  $(10^{0.3})$ , o 1 en 2 de probabilidad al colapso lo cual debe ser analizada o revisada por un especialista en el tema, en tabla 46 se detalla todos los parámetros de la inspección visual de FEMA 154 del nivel 1 de alta sismicidad [27].

**Tabla 45: Descripción de la Inspección Rápida FEMA-154**

Exploración rápido visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P154, Formulario de recolección de datos															Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																																																																																																																																																																																																																																																																											
<b>FOTOGRAFÍA</b> 															<b>Dirección:</b> AVENIDA LOS CHASQUIS Y RÍO GAYLLABAMBA AMBATO HUACHI CHICO <b>Código Postal:</b> 180103																																																																																																																																																																																																																																																																											
<b>CROQUIS</b> 															<b>Otros identificadores:</b> PREDIOS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO <b>Uso:</b> EDUCACIÓN <b>Latitud:</b> 9859533.53 <b>Longitud:</b> 764456.03 <b>Ss:</b> <b>s1:</b> <b>Evaluadores:</b> FATIMALLUGSHA <b>Fecha/hora:</b> 14/10/2020 8:00 -12:00 <b>N° pisos:</b> sobre NTP: 4 + <u>Tapa grada</u> bajo NTP: 0 <b>Año de construcción:</b> 2012 <input type="checkbox"/> <b>EST</b> <b>Area total en planta;(m2)</b> 994.68m2 <b>Año código</b> 2011 <b>Amplificaciones:</b> <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: <b>Ocupación:</b> <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental <b>Tipo de suelo:</b> <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D(suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre)    DKN(Asumir tipo D) <b>Peligros geológicos:</b> Licuefacción: Si/No/DKN      Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie:    Si/No/DKN <b>Adyacencia:</b> <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos <b>Irregularidades:</b> <input type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) " <input checked="" type="checkbox"/> <u>En planta (tipo)</u> esquinas entrante en la primera planta <b>Peligros exteriores :</b> <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros <b>COMENTARIOS</b> La estructura en elevacion no presenta irregularidades, mientras que en planta difiere en la primera y posteriormente las demas son iguales presentando en todas las esquinas entrantes																																																																																																																																																																																																																																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)</th> <th>W1</th> <th>W1A</th> <th>W2</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>S5</th> <th>C1</th> <th>C2</th> <th>C3</th> <th>PC1</th> <th>PC2</th> <th>RM1</th> <th>RM2</th> <th>URM</th> <th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje Básico</td> <td>3.6</td> <td>3.2</td> <td>2.9</td> <td>2.1</td> <td>2</td> <td>2.6</td> <td>2</td> <td>1.7</td> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>1.2</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.7</td> <td>1.7</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación severa, VL1</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.9</td> <td>-1</td> <td>-0.7</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación moderada, VL1</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en planta (PL1)</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-Código</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.7</td> <td>-0.1</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>0</td> <td>-0.1</td> </tr> <tr> <td>Post-Referencia</td> <td>1.6</td> <td>1.9</td> <td>2.2</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.1</td> <td>1.9</td> <td>NA</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>2</td> <td>2.4</td> <td>2.1</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.1</td> <td>0.3</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> <td>0.1</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.6</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1-3 pisos)</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>0.2</td> <td>-0.1</td> <td>-0.4</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0.2</td> <td>-0.3</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (&gt;3 pisos)</td> <td>-0.3</td> <td>-0.6</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>NA</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.3</td> <td>NA</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje Mínimo, Smín</td> <td>1.1</td> <td>0.9</td> <td>0.7</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td colspan="17"> <b>PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL≥ Smín</b>    <b>SL1=1.5 - 0.6 + 1.9= 2.8</b>    <b>SL1=2.8</b>    <b>SL SL≥ Smín</b>    <b>Smín=0.3</b> </td> </tr> <tr> <td colspan="5"> <b>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</b>  <b>Exterior:</b> <input type="checkbox"/> Parcial    <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados    <input type="checkbox"/> Aéreo  <b>Interior:</b> <input type="checkbox"/> Ninguno    <input checked="" type="checkbox"/> Visible    <input type="checkbox"/> Ingreso  Planos revisado:    <input checked="" type="checkbox"/> Sí    <input type="checkbox"/> No  Fuente de tipo de suelo:    <b>TIPO D</b>  Fuente de Peligro Geológicos:    <b>SI</b>  Persona contacto:         </td> <td colspan="5"> <b>OTROS PELIGROS</b>  Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada?  <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2&gt; que el puntaje limite aceptable )  <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes  <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F  <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural  <input type="checkbox"/> Aéreo existente         </td> <td colspan="7"> <b>ACCIÓN REQUERIDA</b>  <b>Se requiere una evaluación detallada?</b>  <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación  <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje limite aceptable  <input checked="" type="checkbox"/> <u>Sí, otros peligros presentes</u>  <input type="checkbox"/> No  <b>Se recomienda una Evaluación No Estructural?</b>  <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados  <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada.  <input checked="" type="checkbox"/> <u>No, no se ha identificado peligros no estructurales</u>    <input type="checkbox"/> DKN         </td> </tr> <tr> <td colspan="17"> <b>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</b>  <input type="checkbox"/> Sí Puntaje Final Nivel 2, SL2    <u>0.3</u>  Peligros no estructurales?    <input type="checkbox"/> Sí    <input checked="" type="checkbox"/> No         </td> </tr> <tr> <td colspan="17">           Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe         </td> </tr> </tbody> </table>																	TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	Irregularidad en elevación moderada, VL1	-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	Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1	-1	-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-Código	-1.1	-1	-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	-0.1	Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	Tipo de suelo 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	Tipo de suelo 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	Tipo de suelo 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, Smín	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	<b>PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL≥ Smín</b> <b>SL1=1.5 - 0.6 + 1.9= 2.8</b> <b>SL1=2.8</b> <b>SL SL≥ Smín</b> <b>Smín=0.3</b>																	<b>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</b> <b>Exterior:</b> <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aéreo <b>Interior:</b> <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: <b>TIPO D</b> Fuente de Peligro Geológicos: <b>SI</b> Persona contacto:					<b>OTROS PELIGROS</b> Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2> que el puntaje limite aceptable ) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente					<b>ACCIÓN REQUERIDA</b> <b>Se requiere una evaluación detallada?</b> <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje limite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> <u>Sí, otros peligros presentes</u> <input type="checkbox"/> No <b>Se recomienda una Evaluación No Estructural?</b> <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> <u>No, no se ha identificado peligros no estructurales</u> <input type="checkbox"/> DKN							<b>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</b> <input type="checkbox"/> Sí Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>0.3</u> Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No																	Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH																																																																																																																																																																																																																																																																									
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5																																																																																																																																																																																																																																																																									
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA																																																																																																																																																																																																																																																																									
Irregularidad en elevación moderada, VL1	-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																																																																																																																																																																																																																																																																									
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1	-1	-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-Código	-1.1	-1	-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	-0.1																																																																																																																																																																																																																																																																									
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2																																																																																																																																																																																																																																																																									
Tipo de suelo 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																																																																																																																																																																																																																																																																									
Tipo de suelo 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																																																																																																																																																																																																																																																																									
Tipo de suelo 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, Smín	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																																																																																																																																																																																																																																																																									
<b>PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL≥ Smín</b> <b>SL1=1.5 - 0.6 + 1.9= 2.8</b> <b>SL1=2.8</b> <b>SL SL≥ Smín</b> <b>Smín=0.3</b>																																																																																																																																																																																																																																																																																										
<b>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</b> <b>Exterior:</b> <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aéreo <b>Interior:</b> <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: <b>TIPO D</b> Fuente de Peligro Geológicos: <b>SI</b> Persona contacto:					<b>OTROS PELIGROS</b> Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2> que el puntaje limite aceptable ) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente					<b>ACCIÓN REQUERIDA</b> <b>Se requiere una evaluación detallada?</b> <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje limite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> <u>Sí, otros peligros presentes</u> <input type="checkbox"/> No <b>Se recomienda una Evaluación No Estructural?</b> <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> <u>No, no se ha identificado peligros no estructurales</u> <input type="checkbox"/> DKN																																																																																																																																																																																																																																																																																
<b>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</b> <input type="checkbox"/> Sí Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>0.3</u> Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No																																																																																																																																																																																																																																																																																										
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																																																																																																																																																																																																																																																																																										

**Fuente: Fatima Llugsha**

## Nivel 2

De acuerdo al formulario del nivel 1, el formulario del nivel 2 ayudara a modificar el puntaje de  $SI_1$ , en la que se toma en cuenta nuevos modificadores de irregularidad en elevación y en planta, considerando a demás otros peligros no estructurales, a continuación, se detalla tos parámetros considerados para la evaluación visual rápida para el nivel 2:

Información de la estructura en análisis, identificación del inspector, fecha y hora de la visita, adicionalmente se determina el puntaje básico en función de las irregularidades en planta y en elevación de acuerdo el nivel 1.

Se determina las irregularidades por los modificadores estructurales para ser considerados en el puntaje ajustado base, en el caso de la estructura tipo C1.

Determinar las irregularidades en planta, para esta estructura se ha determinado que se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta el desempeño sísmico de la estructura y además se toma en cuenta el factor de golpeteo, dichos factores ayudaran a obtener el puntaje final del nivel dos.

Finalmente se selecciona los peligros no estructurales que se observa desde el exterior e interior. En la tabla 45 el puntaje final S del nivel 2 es igual a 0.3 se opta por el puntaje mínimo, como resultado se determina que la estructura es muy vulnerable y tiene probabilidades de sufrir daños en un evento sísmico, en la tabla 46 se indica el formato completo del nivel 2 de alta sismicidad de la inspección visual según el formato FEMA-154.

**Tabla 46:** Descripción de la Inspección 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 SISMISIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.						
Nombre del edificio: FACULTAD DE CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN BLOQUE 2		Puntaje final nivel 1: 2.8	SL1= 2.8	(no se considera Smin)		
Inspector: FATIMA LLUGSHA		Modificadores de irregularidad N1	Irregularidad vertical, VL1= 0	Irregularidad en planta, PL1= -0.6		
Fecha/hora: 14/10/2020 8:00 -12:00		PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S'=(SL1-VL1-PL1) = 2.8-0.6=2.2			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE						
Tema	Aspecto (sí es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "Si", caso contrario tachar el modificador			Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1:Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la dedificación respecto al otro			-1.2	
		Edificación no W1:Existe al menos un pisos de diferencia l entre un lado de la dedificación respecto al otro				
	Piso debil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1:con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostada en el espacio dejado			-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje:Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea ( para multiples pisos			-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal:Existen aberturas en 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 esta 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 el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta 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 estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo			-1	
		Los elemnetos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos inferiores			-0.5	
	Columnas cortas	Existen una discontinuidad en el plano de los elemntos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos			-0.3	
		C1,C2,C3,PC1,PC2, RM1, RM2:Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este 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 o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna			-0.5	
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	VL2= -0.5	
Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación			-0.5	(Tope en -1.2)		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional:El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones				PL2= -0.7 Tope en -1.1	
	(No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)			-0.7		
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí			-0.4		
	Esquinas 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 de diafragma en			-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 edificación			-0.7			
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elentos lateraes en cada lado de la edificación en cada dirección			0.3		
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por almenos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente		Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra La edificación está al final del bloque o mánzana	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-1	
				-1		
				-0.5		
Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostamiento			-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórticoresistente a momento			-0.4		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones de 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 Readecuación			0.3		
PC1	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas pare			0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes			-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			1.2		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados			1.4	M=-1	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2+PL2+M) ≥ Smin: SL2=(2.2-0.5-0.7-1) = 0 usar Smin = 0.3 Transferir a formulario 1						
Se observa algun daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <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 el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación						
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES						
Ubicación	Aspectos (Chequear "Sí o no"			Si	No	Comentarios
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada noa rriostada o una chemenea de mampostería no reforzada					
	Existe revestimientos pesados					
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan estar soportados inadecuadamente					
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales					
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes					
	Existe una edificación adyacente mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostados					
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer					
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida					
Otro peligro no estructural que pueda caer						
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro apropiado y transferirlo 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 type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes => Evaluación No Estructural Detallada no requerida						
Comentarios :						

Fuente: Fatima Llughsha

### **3.1.1.2 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica NEC 2015**

El formato que presenta la guía para rehabilitación sísmica de edificios NEC 2015 está basada en la normativa FEMA-154 del año 2002, en donde se puede determinar la vulnerabilidad mediante una inspección visual con un formato de un solo nivel de investigación [12].

Se ubica la información y los datos que presentan la estructura con anexos de fotografías de planta y elevación.

Se identifica el tipo de sistema estructural en este caso C1 (Pórticos de Hormigón Armado) para poder determinar los puntajes básicos y modificadores como anteriormente se realizó en el formato FEMA-154.

El puntaje básico asignado para el sistema estructural C1 es de 2.5, el puntaje modificador se asignó de acuerdo a las características y ubicación de la estructura.

Según el número de pisos considerados la norma asigna un valor de 0.4 para edificios de mediana altura entre (4 a 7) pisos, para la irregularidad en planta se asigna un valor de -0.5, se considera Postcódigo moderno debido a que fue construida en el año 2012, y para el tipo de suelo Tipo D indica un valor de -0.6.

El grado de vulnerabilidad sísmica que presenta la estructura depende directamente del puntaje final S, estos valores se encuentran en la parte final de la Tabla 47.

**Tabla 47:** Descripción de la Inspección Rápida, NEC-2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACION														
	Dirección: AVENIDA LOS CHASQUIS Y RÍO GUAYLLABAMBA AMBATO HUACHI CHICO													
	Nombre de la edificación: FACULTAD DE CIENCIAS HUMANAS Y DE LA EDUCACIÓN BLOQUE 2													
	Sitio de referencia: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI													
	Tipo de uso: EDUCACIÓN							Fecha de evaluación: 14/10/2020						
	Año de construcción: 2012							Año de remodelación: -						
	Area construida en m2: 994.68							Numer de pisos: 4 pisos + tapa grada						
	<b>DATOS DEL PROFESIONAL</b>													
	Nombre del evaluador: FATIMA LLUGSHA													
	C.I: 1804867404													
	Registro senecyt:													
Esquema arquitectonico de la edificación (N+3.40)														
Madera	W1	Porticos de Hormigón Armado			C1	Portico de acero laminado			S1					
Mamposteria sin refuerzo	URM	Porticos de H. Armado con muros estructural			C2	Portico de acero laminado con diagonales			S2					
Mamposteria reforzado	RM	Porticos de H. Armado con mamposteria confinada sin refuerzo			C3	Porticos doblado en frío			S3					
Mixta de acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX				PC	Portico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado			S4					
		PC	H. Armado prefabricado			Portico acero con paredes de mamposteria					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	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
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	
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	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad en 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	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
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 la 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	
Postcodigo 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	
TIPO DE SUELO														
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	-0.4	
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	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
					3.2									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0					Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial					Firma del responsable				
2,0 < S < 2.5					Media vulnerabilidad									
S > 2.5					Baja vulnerabilidad									
OBSERVACIONES: LA ESTRUCTURA RESENTA IRREGULARIDAD EN PLANTA, PERO NO EN ELEVACIÓN														

**Fuente:** Fatima Llugsha

### **Resultados de la evaluación visual rápida (Método cualitativo)**

El puntaje final S de FEMA es igual a 0.3 determinando que la estructura tiene probabilidades de sufrir daños en un evento sísmico, para lo cual se determina que tiene un grado de vulnerabilidad alto.

A diferencia de la inspección visual rápida FEMA 154 la normativa NEC 2015 determina un grado de vulnerabilidad sísmica bajo, esto se debe la altura y el año del código de construcción los puntajes modificadores tienen un valor positivo para el cálculo el puntaje final ubicando en un rango de mayor a 2.5, y en el caso del código de la construcción asigna un valor alto para las edificaciones que fueron construidas con el Postcódigo dando como resultado esos valores.

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

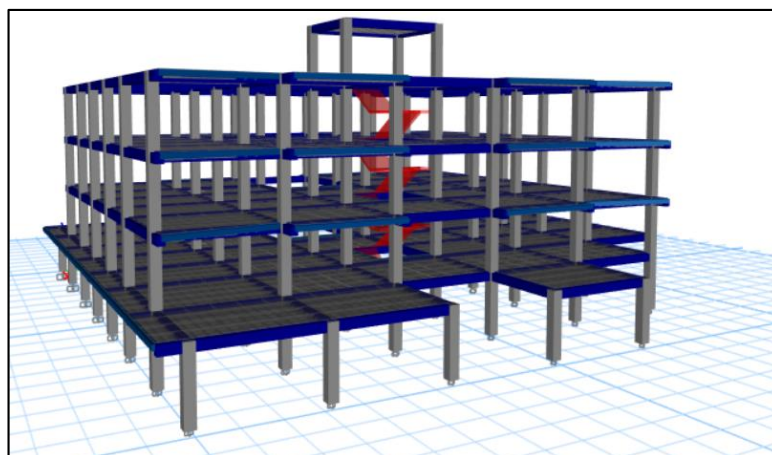
#### **Análisis estático de la estructura en condición actual**

En la evaluación de vulnerabilidad por el método cuantitativo se utilizó el programa para análisis de estructuras Etabs V (18.1.1) con la información recopilada en el capítulo II y los criterios de la norma NEC-2015.

#### **3.1.2.1 Configuración estructural**

La estructura es de un sistema aporticado de concreto reforzado de 17.00 m de altura con una altura de entrepiso de 3.40 metros

**Figura 45:** Render del modelado



**Fuente:** Etabs V18.1.1

### 3.1.2.2 Definición de materiales

- **Propiedades lineales del Hormigón**

El módulo elástico se definirá a  $E = 13100\sqrt{f'c}$  y el valor de la resistencia a la compresión del hormigón será tomado de ensayo del esclerométrico.

- **Propiedades lineales del Acero**

El acero tiene un valor de  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$  modelado a partir de A615Gr60

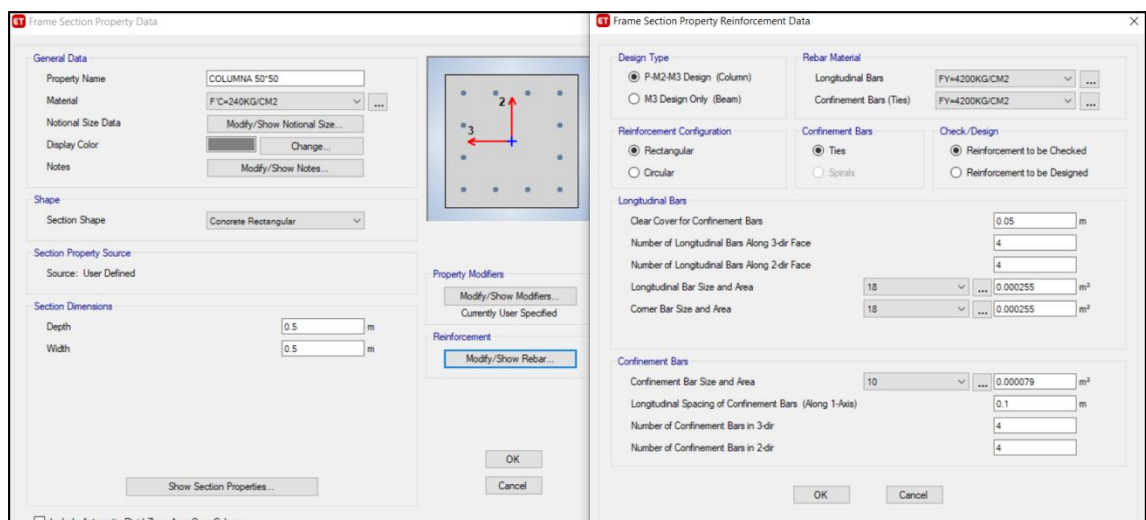
### 3.1.2.3 Definición de secciones

Se definirán las secciones de los elementos estructurales de columnas y vigas para la modelación en el programa Etabs con las dimensiones y armaduras descritas en el literal 2.2.2.7 de Acero de refuerzo en elementos estructurales del capítulo II.

## Columnas

Para las columnas de realizará el modelamiento de acuerdo a la cuantía mínima de acero con las dimensiones de las columnas encontradas. Se tomará como ejemplo la columna de (50\*50)

**Figura 46:** Definición de propiedades de la columna



Fuente: Etabs V18.1.1

## Vigas



Se tomará como modelo una viga de secciones 35\*45 tomando en cuenta las cuantías mínimas que dependen década sección

**Figura 47:** Definición de las propiedades de vigas

**Fuente:** Etabs V18.1.1

### Inercias agrietadas

Las inercias agrietadas para la evaluación y rehabilitación de estructuras deben ser agrietadas en las vigas para corte 0.4 y a flexión 0.5 y para columnas 0.4 a corte y 0.7 a flexión de acuerdo a la norma ATC-40.

**Figura 48:** Definición de inercias agrietadas

(a) Inercias agrietadas en vigas

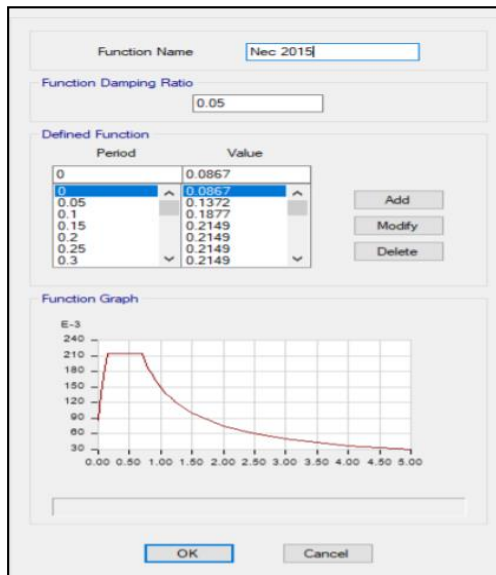
(b) Inercias agrietadas en columnas

Fuente: Etabs V18.1.1

### 3.1.2.4 Definición del espectro elástico de respuesta sísmica

Se define el espectro de respuesta sísmica elástico en base a la norma NEC-SE-DS para un  $T_r = 475$  años, con archivo .txt por lo que el programa Etabs no define de manera correcta los valores del espectro para un suelo tipo D.

Figura 49: Espectro de respuesta



Fuente: Etabs V18.1.1

### Cortante basal estático

Para calcular el coeficiente del cortante basal es necesario calcular primero el periodo de vibración de la estructura.

### Periodo de vibración

De acuerdo a la norma NEC-SE-DS propone dos métodos para determinar el periodo de vibración de la estructura, para lo cual se usará el método 1 con la siguiente ecuación [9].

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

$C_t$  y  $\alpha$  = Coeficientes que depende del tipo del edificio

$h_n$  = Altura máxima del edificio, medido desde la base de la estructura

**Tabla 49:** Coeficientes para el cálculo del periodo de vibración por del 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- (Peligro sísmico)

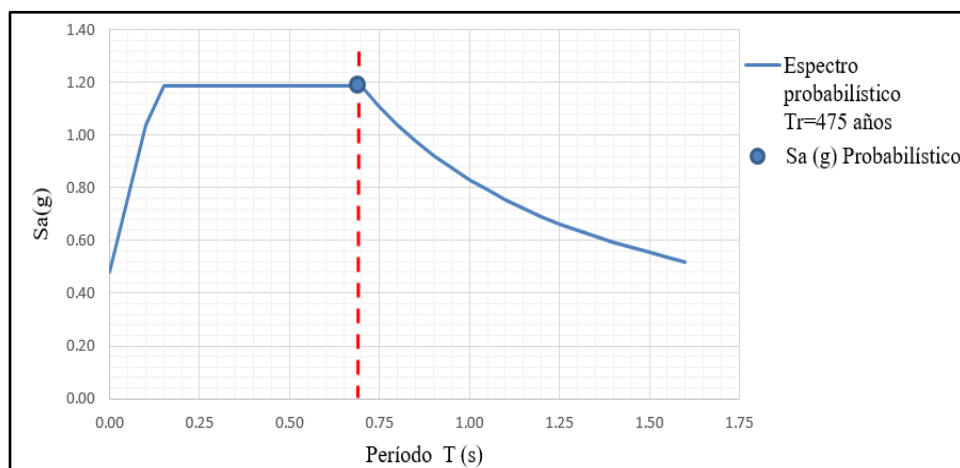
$$T_a = C_t * h n^\alpha$$

$$T_a = 0.055 * (17.00)^{0.9}$$

$$T_a = 0.7043s$$

El periodo fundamental calculado por el método 1 es de 0.7043 segundos con este valor se calcula la aceleración por medio de la siguiente figura para el espectro probabilístico de acuerdo a la NEC-SE-DS- (Peligro sísmico) [9].

**Figura 50:** Aceleración Espectral



**Fuente:** Fatima Llugsha

Período inicial de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño.

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1(1.28) \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_o = 0.1269 \text{ s}$$

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico

$$T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55(1.28) \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.6981 \text{ s}$$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Para  $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = (\eta \cdot Z \cdot F_a)$$

$$S_a = (2.48 * 0.4 * 1.2)$$

$$S_a = 1.1904$$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Para  $T > T_c$

$$0.7043 \text{ seg} > 0.6981 \text{ seg}$$

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

$$S_a = (2.48 * 0.4 * 1.2) \left( \frac{0.6981}{0.7043} \right)^1$$

$$S_a = 1.1800$$

Con el periodo fundamental de la estructura de 0.7043 segundos, se calcula la aceleración pseudo espectral  $S_a$  obteniendo 1.1800 g con este valor se calculará el coeficiente del cortante basal que será ingresado en el programa Etabs para definir la

carga sísmica estática.

### **Coefficiente del cortante basal**

Para el cálculo del coeficiente del cortante basal se emplearán los valores de los coeficientes descritos en la tabla 43 del capítulo II.

$$C = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

$$C = \frac{1.3 * 1.1800}{8 * 0.9 * 1}$$

$$C = 0.2130$$

### **Coefficiente de la de rigidez de la estructura (k)**

El coeficiente de rigidez (k) está relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

**Tabla 50:** Determinación de los valores de (k)

<b>Valores de T (s)</b>	<b>k</b>
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

**Fuente:** NEC-SE-DS- (Peligro sísmico)

$$0.05 < 0.7043 \leq 2.5$$

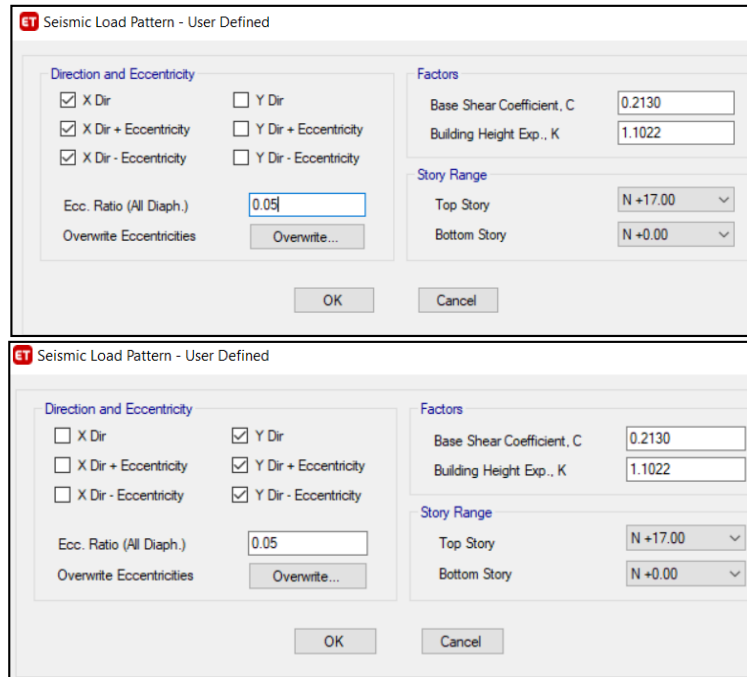
$$K = 0.75 + 0.5(0.7043)$$

$$K = 1.1022$$

### **Definición del cortante basal estático**

Los valores calculados de los coeficientes del cortante basal y de rigidez de la estructura se ingresa al programa Etabs para definir la carga sísmica estática para espectro considerando la dirección y excentricidad en X e Y:

**Figura 51 :** Coeficiente del cortante basal en dirección X-Y

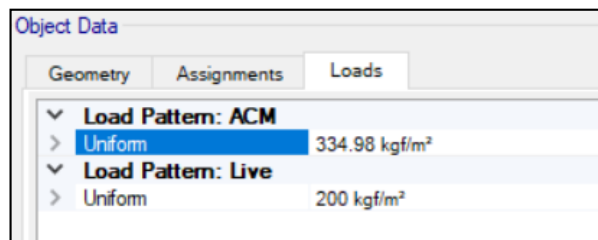


**Fuente:** Etabs V18.1.1

### 3.1.2.5 Asignación de cargas

Las cargas actuantes en la estructura se aplicaron en forma de carga uniforme en cada tablero para las cargas vivas y el adicional de carga muerta por piso conforme a la cuantificación de cargas del capítulo II.

**Figura 52:** Asignación de cargas en e piso N +3.40



**Fuente:** Etabs V18.1.1

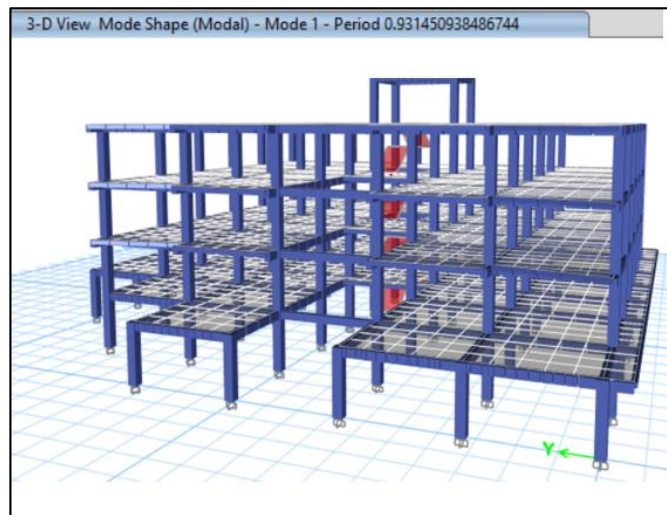
### 3.1.2.6 Análisis de resultados del método cuantitativo

Para verificar un óptimo desempeño en la estructura ante un evento sísmico debe cumplir con los siguientes chequeos:

- **Periodo de vibración**

El periodo de vibración fundamental de la estructura calculado mediante un análisis modal (Método 2) no debe ser mayor en 1.3 veces el periodo fundamental de vibración calculado mediante el método 1 [9].

**Figura 53:** Periodo de vibración modal método 2



**Fuente:** Etabs 18.1.1

**Tabla 51:** Verificación del periodo fundamental de la estructura

Método	Periodo de Vibración
Ta1	0.7043
Ta2(Modal)	0.9314
1.3(Ta1)	0.9136
Observación	No cumple

**Fuente:** Fatima Llugsha

Como se observa en la tabla anterior la estructura no cumple con el parámetro establecido, el periodo del caso modal excede el 30% del periodo calculado por método 1, lo que establece es que la estructura es muy flexible, por lo tanto, se debe aplicar algún método para rigidizar la estructura y que cumpla con esta condición.

- **Masas acumuladas**

El número de modos de vibración a utilizar en el análisis dinámico, la participación de la masa modal acumulada debe ser por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.[9]

**Tabla 52:** Masas acumuladas

Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY
	sec		
1	0.9314	0.0000	0.7641
2	0.8460	0.7702	0.7642
3	0.7780	0.7736	0.7680
4	0.2850	0.7736	0.9121
5	0.2650	0.9189	0.9122
6	0.2480	0.9195	0.9150
7	0.1710	0.9195	0.9422
8	0.1610	0.9487	0.9422
9	0.1430	0.9488	0.9433
10	0.1370	0.9488	0.9766
11	0.1350	0.9493	0.9866
12	0.1320	0.9880	0.9866
13	0.0910	0.9880	0.9993
14	0.0900	1.0000	0.9993
15	0.0870	1.0000	1.0000

**Fuente:** Fátima Llugsha

Las masas acumuladas cumplen en el modo de vibración 5 para el eje X y en el modo de vibración 4 para el eje Y, cumpliendo en los modos establecidos para el análisis.

- **Torsión en planta**

Se recomienda que en este chequeo que los dos primeros modos de vibración de la estructura tengan movimiento traslacional, debido a que las cargas sísmicas son muy grandes porque se producen la mayor disipación de energía y en el tercer modo de vibración se espera que sea torsional [29].



Se calcula el porcentaje de torsión de cada modo de vibración con la siguiente expresión en la que toma en cuenta el porcentaje de masa de la edificación que se desplaza en la que relaciona el giro en dirección Z con el valor mayor de desplazamiento en la dirección X e Y, en la cual la relación debe ser menor al 30% para que presente un comportamiento traslacional.

$$\%Torsión = \frac{Rz}{\text{máx}(Ux; Uy)} * 100$$

$$\%Torsión \leq 30\% \text{ Traslacional}$$

**Tabla 53:** Torsión en planta

Modo	UX	UY	RZ	Torsión (%)	Observación
1	0.0000	0.7641	0.0041	0.054	Taslación
2	0.7702	0.0001	0.0043	0.64	Taslación
3	0.0034	0.0038	0.7172	18873.68	Torsión

**Fuente:** Fátima Llugsha

La estructura no tiene problemas de torsión en los dos primeros modos de vibración, el tercer modo de vibración es torsional y cumple con este chequeo

- **Cortante basal estático y cortante basal dinámico**

El cortante basal dinámico total en la base de la estructura obtenida por un método dinámico no debe ser menor al 80% en estructuras regulares ni menor al 85% en estructuras irregulares obtenido por un método estático [9].

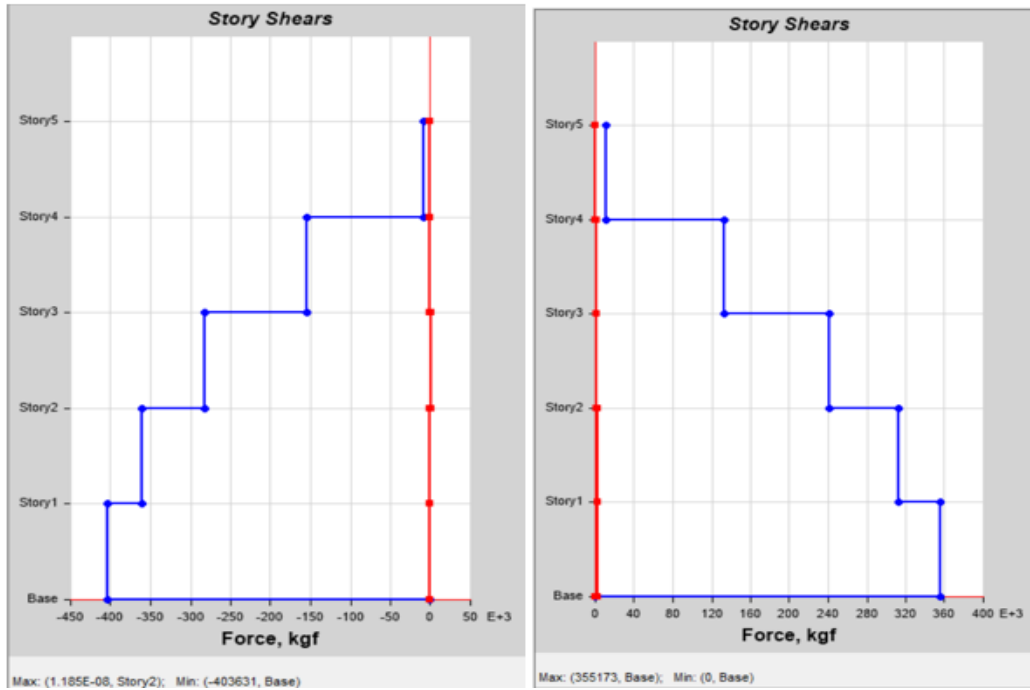
En el caso que no se cumpla esta condición se realiza un ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos por un análisis dinámico.

**Tabla 54:** Cortante Basal Estático – Dinámico

Dirección	Cortante (Ton)		(VD/VE)	Observación
	Estático	Dinámico	%	
Dirección X	403.631	355.173	87.99	Cumple
Dirección Y	403.631	348.641	86.38	Cumple

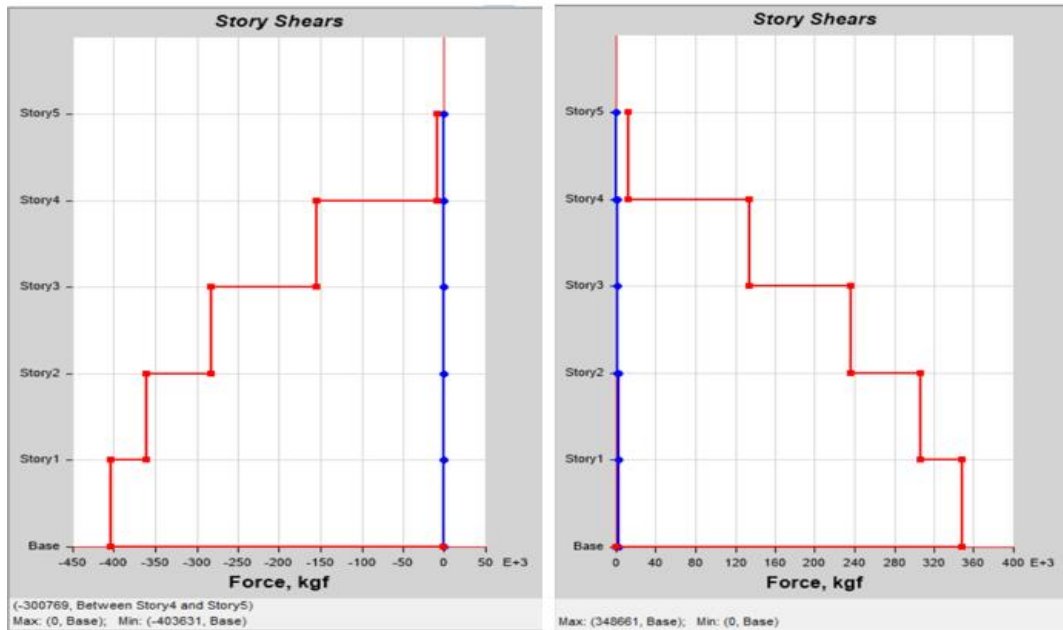
Fuente: Fátima Llugsha

Figura 54: Cortante Basal Estático  $S_x$  – Cortante Basal Dinámico  $E_x$



Fuente: Etabs 18.1.1

Figura 55: Cortante Basal Estático  $S_y$  – Cortante Basal Dinámico  $E_y$



Fuente: Etabs V18.1.1

El cortante basal dinámico en sentido X e Y supera el 85% para estructuras irregulares del cortante basal estático, para que cumpla la condición se determinó un factor de mayoración entre el 85% del cortante basal estático y el valor del cortante basal dinámico, con un valor de 1.07 para la dirección Y, este valor es ingresado en el programa Etabs para el análisis, del cortante basal.

- **Derivas de piso**

En el análisis de las derivas de pisos se tomará el valor máximo de la respuesta inelástica en desplazamiento de la edificación, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas por la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales se calcularán en cada piso, realizando un análisis elástico de la edificación sometida a fuerzas laterales calculadas[9].

El control de deformaciones que presenta la estructura se realizará a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. La deriva máxima no debe exceder en 0.02 o 2% en estructuras de hormigón armado. [9]

Para el cálculo de la deriva inelástica máxima de cada piso se usará la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0.75 * R * (\Delta E)$$

Donde:

$\Delta M$  = Deriva máxima

$\Delta E$  = Deriva elástica

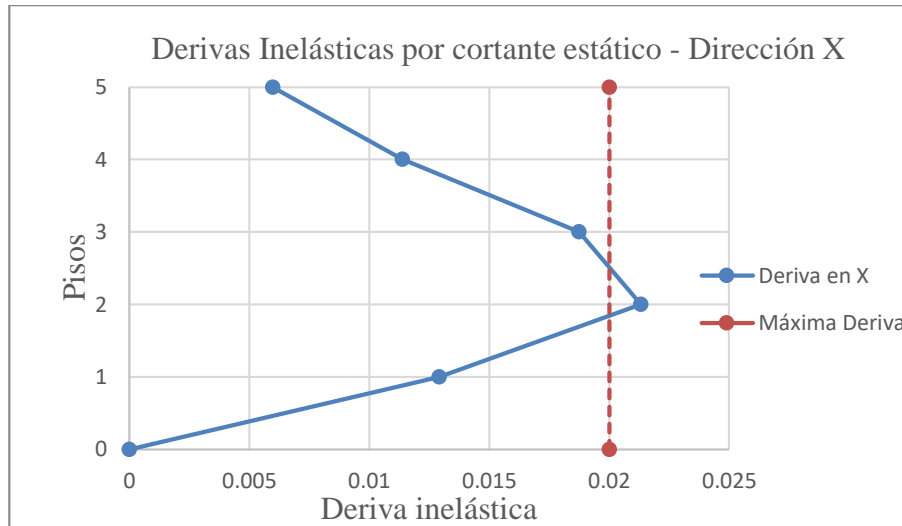
R = Factor de reducción de resistencia

Se puede observar en las figuras del software Etabs V18.1.1 las derivas máximas de piso que se generan después de la aplicación de las fuerzas laterales del sismo de diseño en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, demostrando que para los sistemas a porticados la deriva máxima se produce a partir del piso intermedio hacia abajo.

### **Derivas por cortante estático**

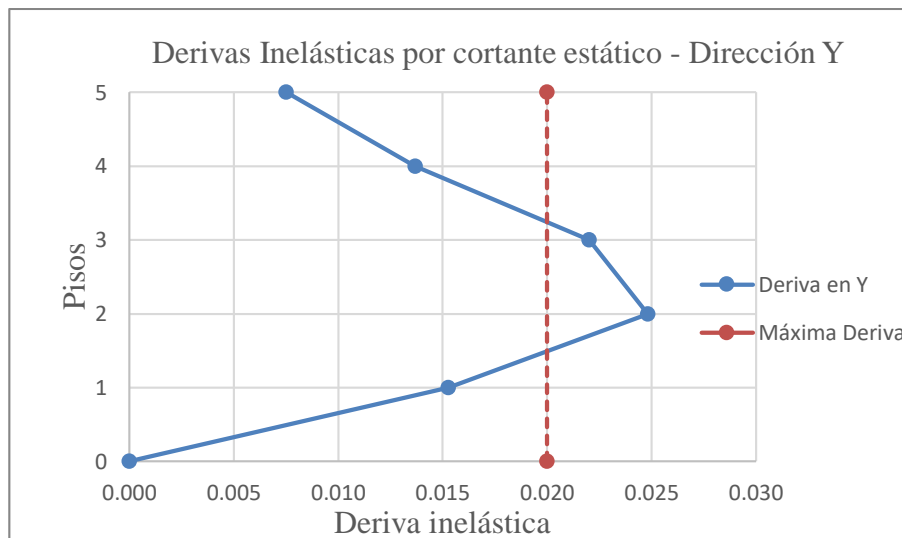
Se puede visualizar en las figuras de las derivas inelásticas en dirección X e Y causadas por el cortante estático superan el 2%, para el Nivel + 6.80 con un valor máximo de 2.48% en la dirección Y.

**Figura 56:** Deriva de piso en dirección X-X (Análisis Estático)



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 57:** Deriva de piso en dirección Y-Y (Análisis Estático)

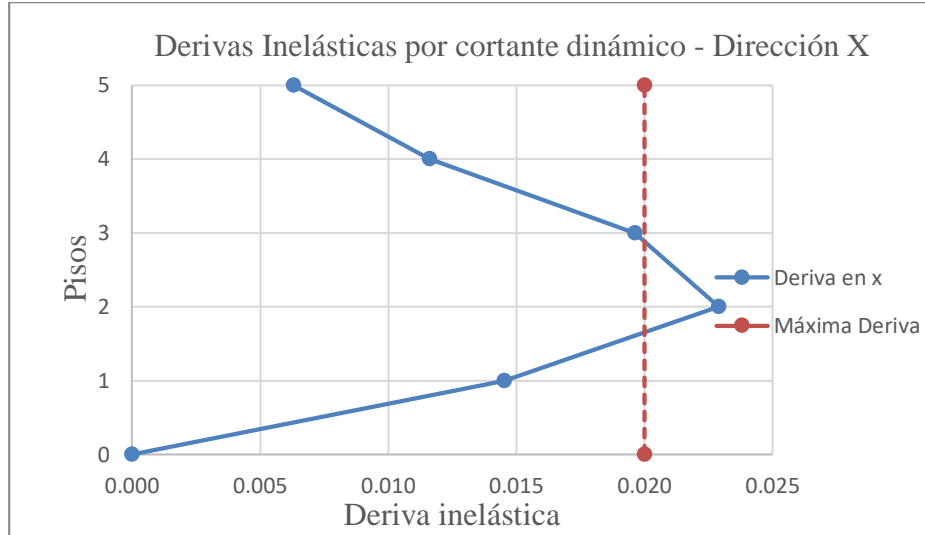


**Fuente:** Fátima Llugsha

- **Derivas por cortante dinámico**

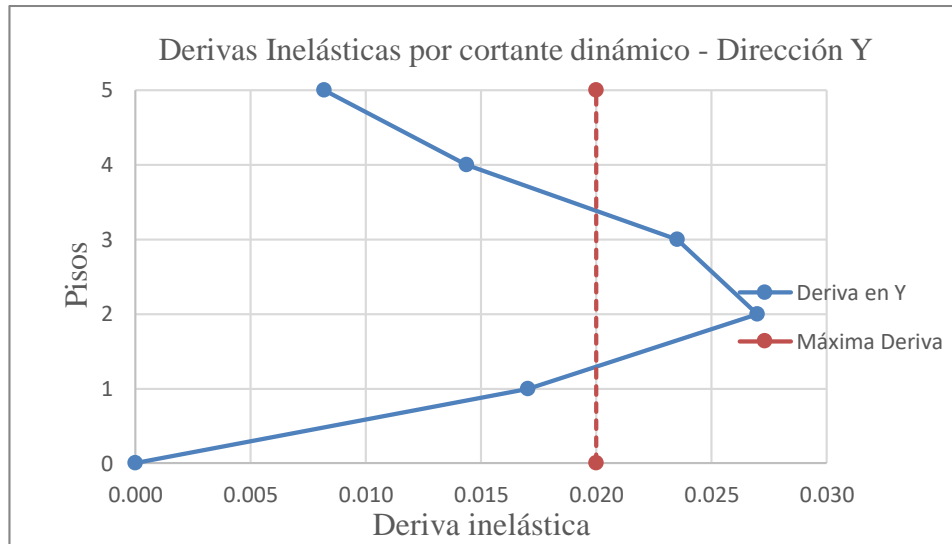
Se puede visualizar en las figuras de las derivas inelásticas en dirección X e Y causadas por el cortante dinámico superan el 2%, para el Nivel + 6.80 con un valor máximo de 2.70 % en la dirección Y.

**Figura 58:** Deriva de piso en dirección X-X (Análisis Dinámico)



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 59:** Deriva de piso en dirección Y-Y (Análisis Dinámico)



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Tabla 55:** Deriva máximas de piso causados por Cortantes Estáticos y Dinámicos

Derivas Estáticas X				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.000997	0.005982	0.60%	Cumple
N+ 13.60	0.001895	0.01137	1.14%	Cumple
N + 10.20	0.003123	0.018738	1.87%	Cumple
N + 6.80	0.003552	0.021312	2.13%	No Cumple
N + 3.40	0.002152	0.012912	1.29%	Cumple
N +0.00	0	0	0.00%	Cumple

Derivas Estáticas Y				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.001251	0.00751	0.75%	Cumple
N+ 13.60	0.002281	0.01369	1.37%	Cumple
N + 10.20	0.003668	0.02201	2.20%	No Cumple
N + 6.80	0.004137	0.02482	2.48%	No Cumple
N + 3.40	0.002545	0.01527	1.53%	Cumple
N +0.00	0	0	0.00%	Cumple
Derivas Dinámicas X				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.00104943	0.00630	0.63%	Cumple
N+ 13.60	0.0019355	0.01161	1.16%	Cumple
N + 10.20	0.00327271	0.01964	1.96%	Cumple
N + 6.80	0.00381643	0.02290	2.29%	No Cumple
N + 3.40	0.00241965	0.01452	1.45%	Cumple
N +0.00	0	0	0.00%	Cumple
Derivas Dinámicas Y				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.001366	0.0082	0.82%	Cumple
N+ 13.60	0.002394	0.0144	1.44%	Cumple
N + 10.20	0.003919	0.0235	2.35%	No Cumple
N + 6.80	0.004499	0.0270	2.70%	No Cumple
N + 3.40	0.002837	0.0170	1.70%	Cumple
N +0.00	0	0	0.00%	Cumple

**Fuente:** Fatima Llugsha

La estructura en condiciones actuales no cumple con los parámetros sísmo resistentes descrito en la NEC-SE-DS, esto significa que es necesario realizar un tipo de reforzamiento que garantice el cumplimiento del cortante basal dinámico, periodo de vibración de la estructura, la participación de masa modal acumulada y las derivas inelásticas.

### 3.1.2.7 Chequeo de los elementos estructurales

Posterior al chequeo del análisis lineal se verifica el diseño de los elementos estructurales como vigas y columnas para determinar la capacidad de resistir a las solicitaciones de combinación de carga de acuerdo a la normativa NEC-2015 [9].

- 1.4D
- 1.2D+1.6L

- 1.2D+1.L +1. E
- 0.9D + 1E

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

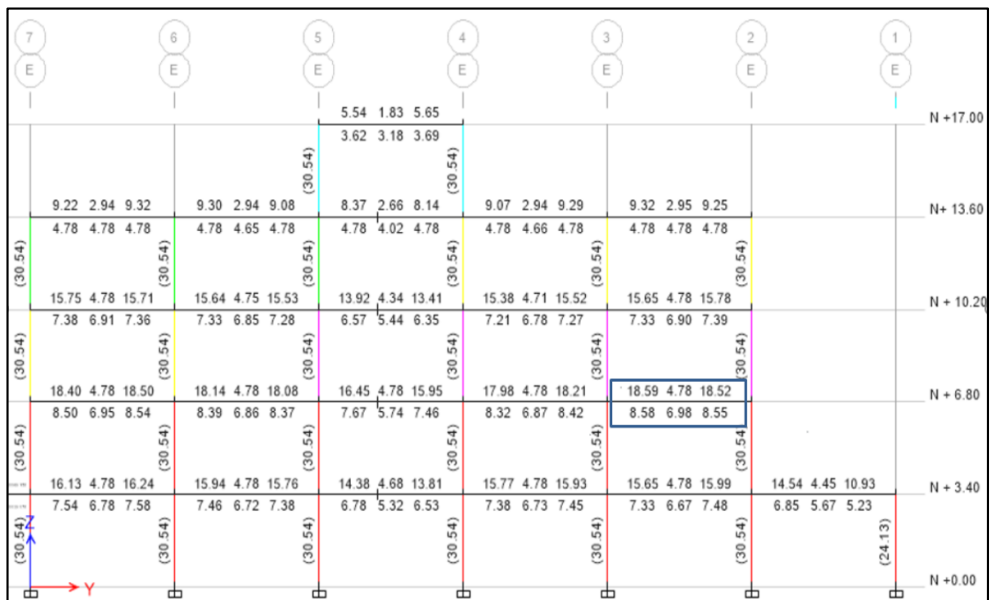
E = Carga sísmica

### Chequeo a flexión de vigas

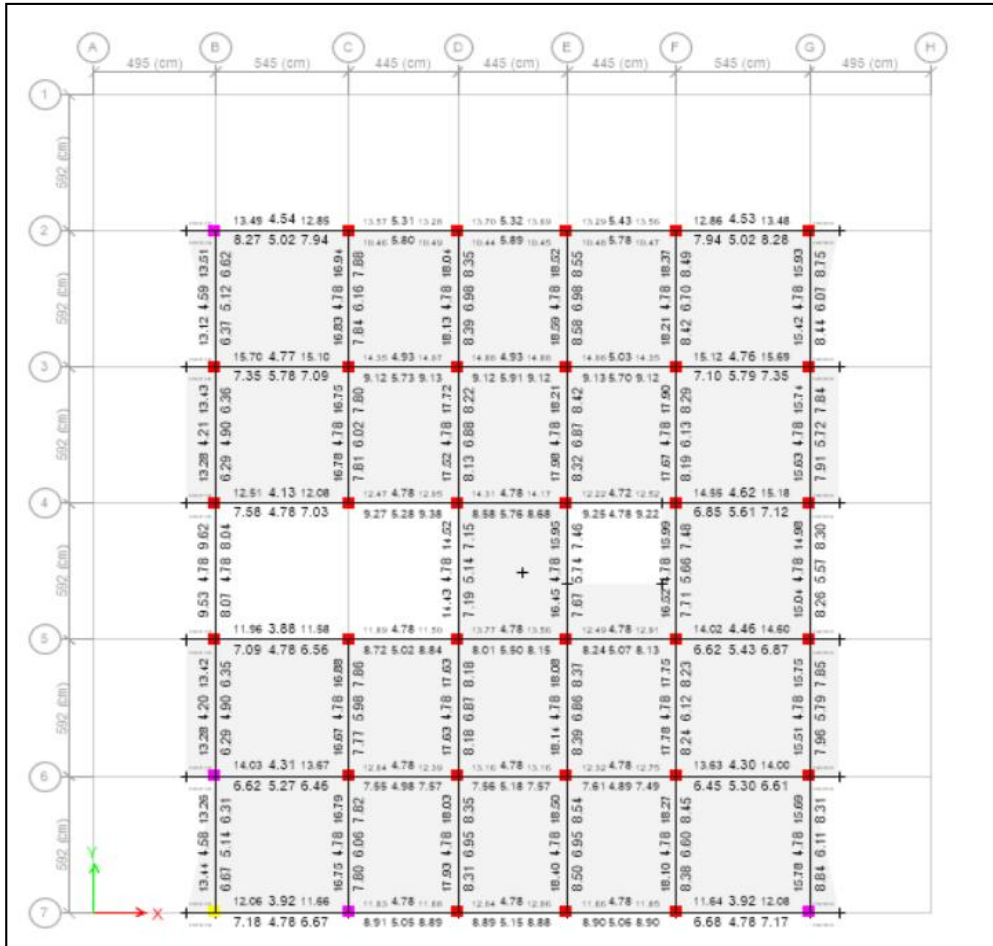
Para el chequeo a flexión en las vigas se verifica la combinación de carga más desfavorable, se verifica la cantidad de acero requerida para la sección de las vigas en el pórtico más demandado, en las siguientes figuras se indica la cantidad de acero requerido en la parte inferior y superior de cada viga de acuerdo al software Etabs.

**Figura 60:** Acero en las vigas del pórtico del eje E en el N+ 6.80

(a) Vista en elevación



(b) Vista en planta



Fuente: Etabs V18.1.1

En la figura anterior en el nivel N+ 6.80 entre los ejes 1 y 2 se observa la viga con mayor demanda por su cantidad de acero, el resultado de diseño para esta sección de viga se observa en la tabla siguiente:

**Tabla 56:** Momento de diseño y refuerzo por momento

Viga (35*45) eje 3						
	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 (+2ejes)	25.06		18.59		4.78	18.59
Inferior (-2 ejes)		12.53		8.58	4.78	8.58



**Fuente:** Etabs V18.1.1

La cuantía de acero requerida para la sección es:

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

$$\rho = \frac{18.59 \text{ cm}^2}{(35 * 40.6) \text{ cm}^2}$$

$$\rho = 0.013 = 1.3\%$$

### Requerimientos de acero

El acero longitudinal mínimo requerido a tracción en las vigas no debe ser menor del del area de acero nínima calculada con la siguiente ecuación.

$$As_{\text{mín}} = \frac{14}{4200} * b * d$$

$$As_{\text{mín}} = \frac{14}{4200} * 35 * 40.6$$

$$As_{\text{mín}} = 4.74 \text{ cm}^2$$

Para derminar el acero máximo se calcula la cuantia de refuerzo que no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada  $\rho_b$ .

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5\rho_b$$

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

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$\rho_b = 0.0248$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 * 0.0248$$

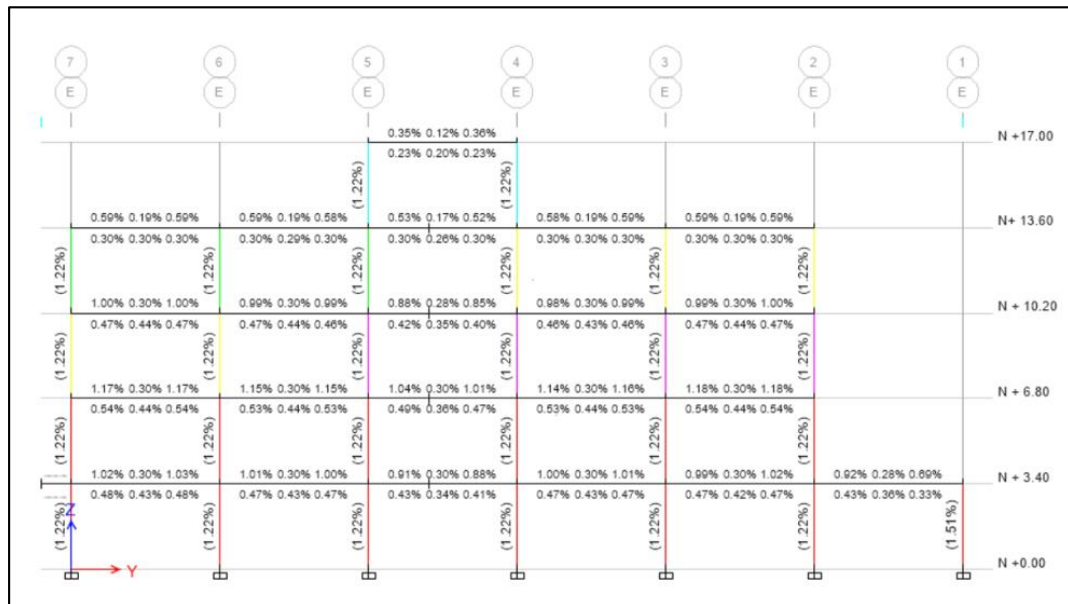
$$\rho_{\text{máx}} = 0.124 = 1.24\%$$

$$As_{\text{máx}} = 0.124 * (35 * 40.6) \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{máx}} = 17.62 \text{ cm}^2$$

El acero que requiere la viga por diseño es de 18.52cm<sup>2</sup>, lo cual es superior al acero máximo permitido de 17.62cm<sup>2</sup>. La cuantía de acero requerida es de 1.3% siendo mayor a la cuantía máxima de 1.24% calculada para la sección de 35\*45.

**Figura 61:** Cuantía de acero en el portico de mayor demanda



**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la figura anterior se indica las cuantías de las secciones del portico mas demandado que se encuentran en el rango 0.58% y 1.18%. el porcentaje de cuantia colocado fue de 0.71% para el acero superior, esto quiere decir que las vigas necesitan 0.41% mas de acero en la sección y es necesario realizar un tipo de reforzamiento para las secciones con mayor demanda.

### Chequeo a corte de vigas

En la tabla 57 se presenta los valores de diseño a corte para la viga de mayor demanda.

**Tabla 57:** Resumen de diseño a corte

Cote/Torsión para $V_{u2}$ y $T_u$
------------------------------------

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)
0.14	18.05	0.11	-25.07	0.00
Fuerzas de Diseño				
Factorizado $V_{u2}$ (Ton)	Factorizado $M_{u3}$ (Ton)	Diseño $V_{u2}$ (Ton)	Capacidad $V_p$ (Ton)	Gravedad $V_g$ (Ton)
15.82	9.13	18.05	9.32	8.72

**Fuente:** Etabs V18.1.1

Con los datos obtenidos se verifica que cumpla con el acero mínimo con la formula de norma ACI 318-14.

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} \frac{b * s}{f_y} \geq 0.035 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{240\text{kg/cm}^2} \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2} \geq 0.035 * \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.0806 \geq 0.0291$$

$$A_{vs \text{ calculado}} \geq A_{v \text{ mín}}$$

$$0.14 > 0.0806 \text{ **Cumple**}$$

El acero calculado es mayor que el acero mínimo por lo tanto cumple con lo establecido para el acero de corte en vigas.

### Chequeo a torsión en viga

**Tabla 58:** Resumen del chequeo a torsión

Fuerza de torsión y refuerzo a torsión $T_u$				
$T_u$ (Ton - m)	$\phi T_{th}$ (Ton - m)	$\phi T_{cr}$ (Ton - m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro $P_h$ (m)
0.11033	0.47765	1.91059	0.08014	1.124

**Fuente:** Etabs V18.1.1

Se desprecia los efectos de torsión en el caso de la siguiente expresión.

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

Donde:

$T_u$  = Resistencia a la Torsión en condición última

$T_{th}$  = Umbral de torsión Torsión

$T_{cr}$  = Torsión de fisuración

$A_o$  = Área total cerrada por la trayectoria del flujo del cortante de torsión.

$P_h$  = Périmetro exterior de la sección transversal de hormigón

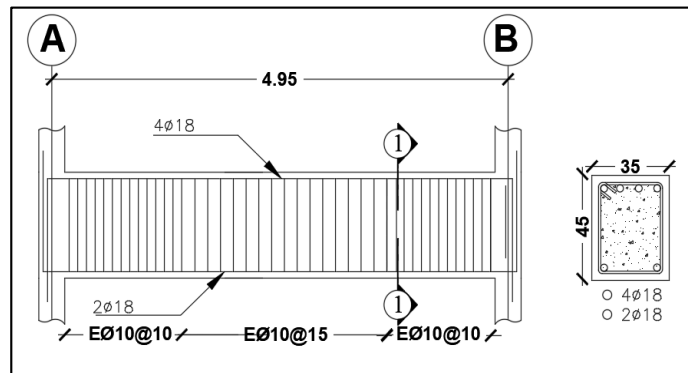
$\phi$  = Factor de reducción igual a 0.75

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

$$(0.11033 < 0.478) \text{ Ton.m}$$

No se requiere armadura ya que los efectos a torsión se despresion en este caso.

**Figura 62:** detalle de viga tipo



**Fuente:** Fatima Llugsha

### Chequeo de columnas

Para realizar un análisis y chequeo de las columnas a flexo - compresión se usó el pórtico más demandado de la estructura correspondiente al eje F5, los elementos que se encuentran de color rojo presentan problemas en el análisis. En la figura se indica el área de acero longitudinal en cm<sup>2</sup> que existe en la columna.

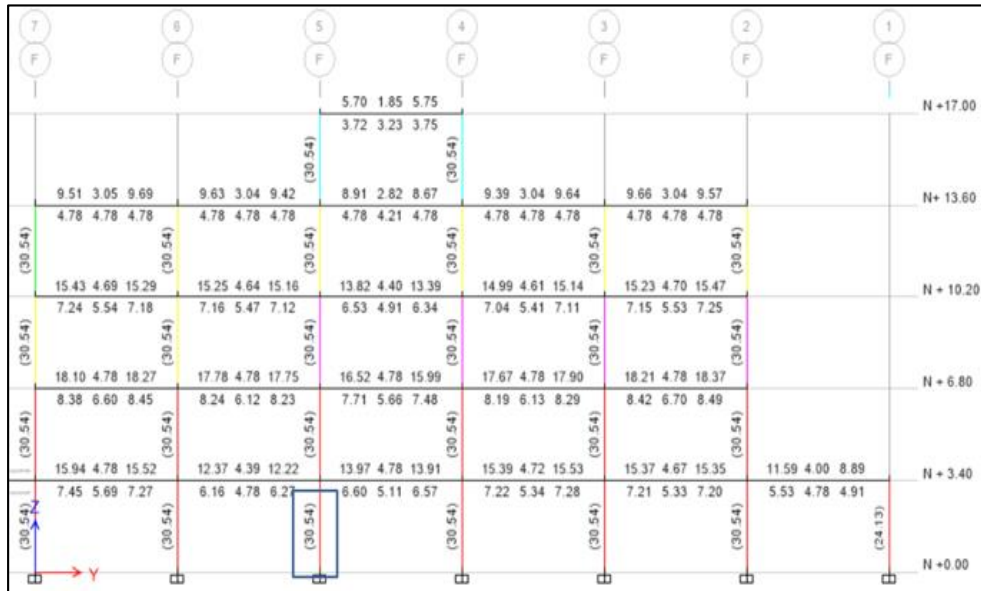
**Tabla 59:** Resumen de diseño de la columna con mayor demanda.

Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud	b	h	dc
			(m)	(m)	(m)	(m)
N+3.40	C24	50*50	3.40	0.50	0.50	0.044

Fuerza de diseño y Momento de diseño $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
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
70.97	-27.86	-22.33	2.15	2.15	1.22	1.22

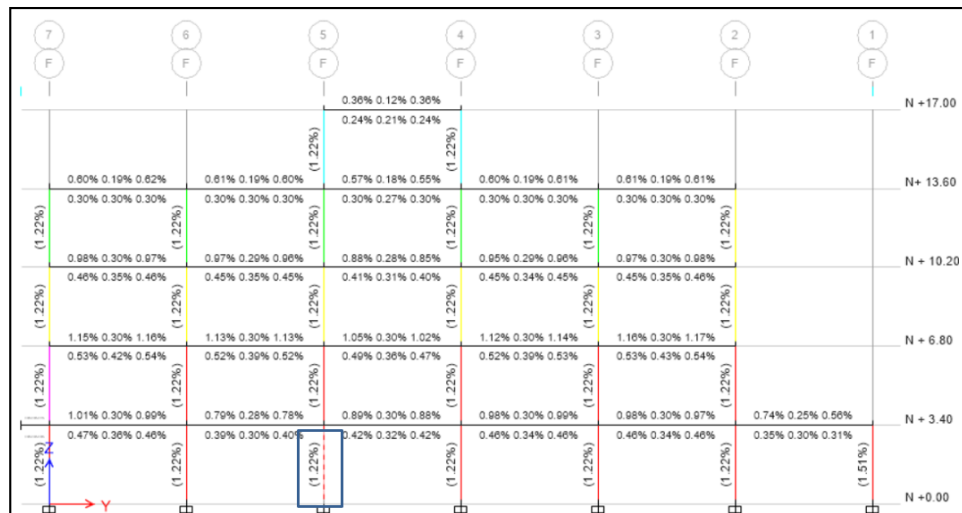
Fuente: Etabs V18.1.1

Figura 63: Diseño a flexo-compresión, acero de refuerzo en cm<sup>2</sup>



Fuente: Etabs 18.1.1

Figura 64: Cuantía del acero longitudinal



Fuente: Etabs 18.1.1

La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre el mínimo el 1% y un máximo de 3 % se acuerdo a la sección 4.3.3 de la norma NEC-SE-HM esta cuantía se obtiene entre la relación del área refuerzo longitudinal y el área de la sección.

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

$$\frac{As}{b * h} = 0.0122$$

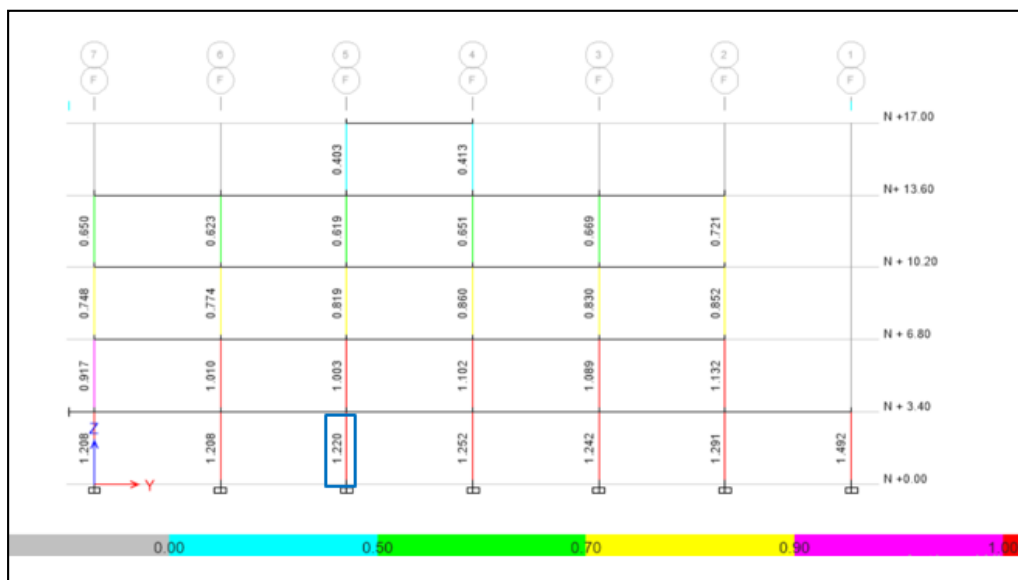
Cumple

La cuantía de refuerzo longitudinal cumple con la condición con un porcentaje 1.22, el límite superior evita un comportamiento frágil de los elementos y evita la congestión de los aceros, y el límite inferior controla las deformaciones que dependen del tiempo para que el momento de fluencia no exceda el momento de fisuración.

### Chequeo demanda capacidad en columnas.

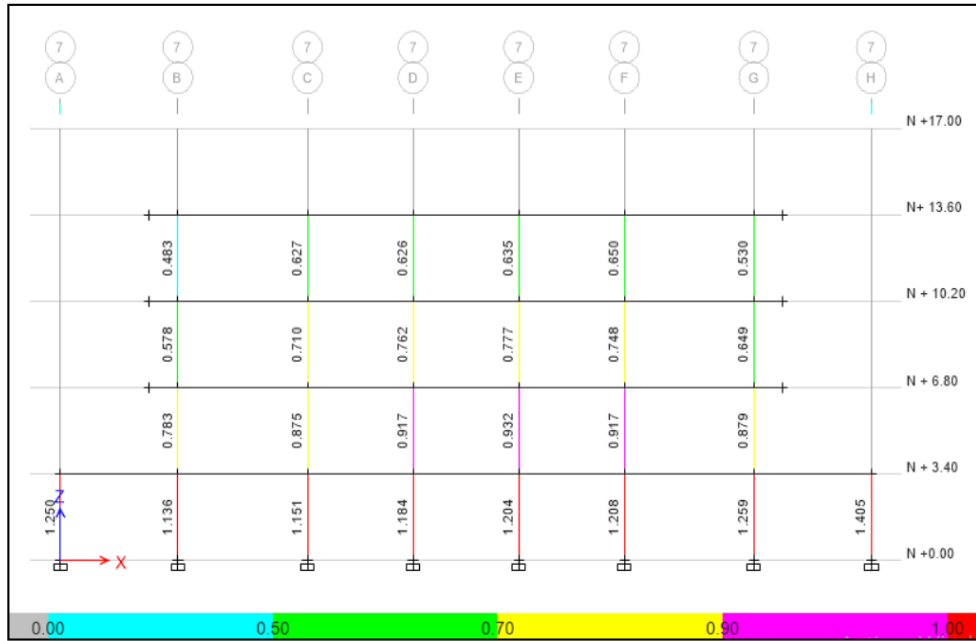
Las columnas que se encuentran en color rojo no cumplen la relación demanda capacidad de carga, si la relación es  $\leq 1$  el desempeño es correcto. Pero se debe tomar en cuenta que un valor optimo es entre 0.5 y 0.7.

**Figura 65:** Demanda Capacidad eje F5



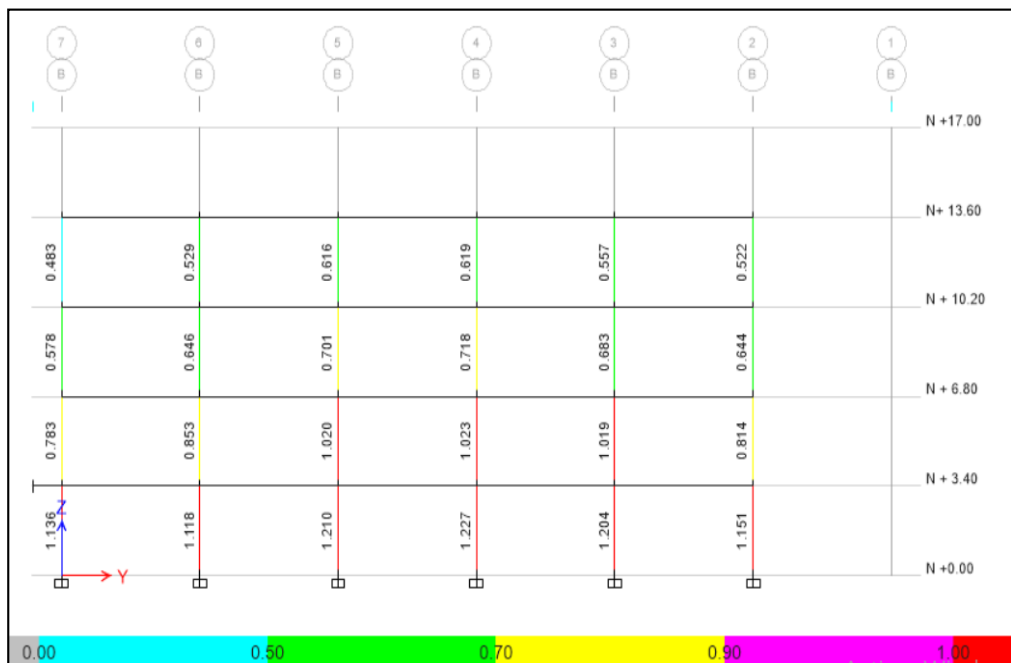
**Fuente:** Etabs 18.1.1

**Figura 66:** Demanda Capacidad eje 7



Fuente: Etabs V18.1.1

**Figura 67:** Demanda Capacidad eje B



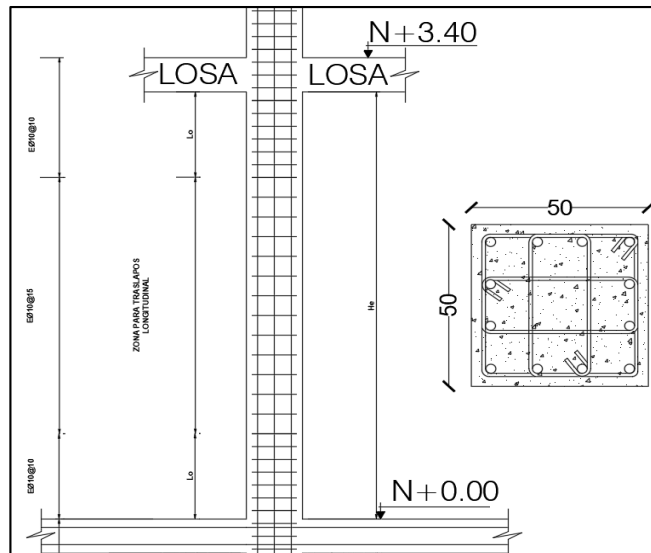
Fuente: Etabs V18.1.1

Al verificar la demanda capacidad de las columnas en todos sus ejes se observa que las secciones del primero y segundo pisos presentan un valor alto de capacidad, en el eje F5 da un valor de 1.22% superando al límite establecido para la demanda

capacidad  $< 1$ . Para soportar esta demanda es necesario realizar un aumento de sección o un tipo de reforzamiento.

### Detalle del armado de la columna

**Figura 68:** Detalle de la columna tipo



**Fuente:** Fatima Llugsha

### 3.1.2.7 Chequeo de los elementos estructurales bajo carga gravitacional

Se utilizará las siguientes combinaciones para evaluar la estructura bajo carga gravitacional mediante el comportamiento de los elementos principales como son vigas y columnas.

- $1.4D$
- $1.2D+1.6L$

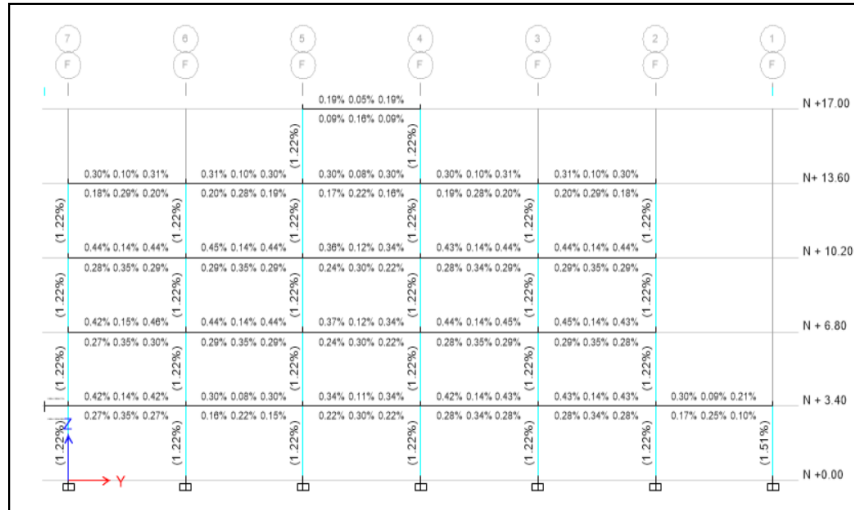
Donde:

$D$  = Carga muerta

$L$  = Carga viva

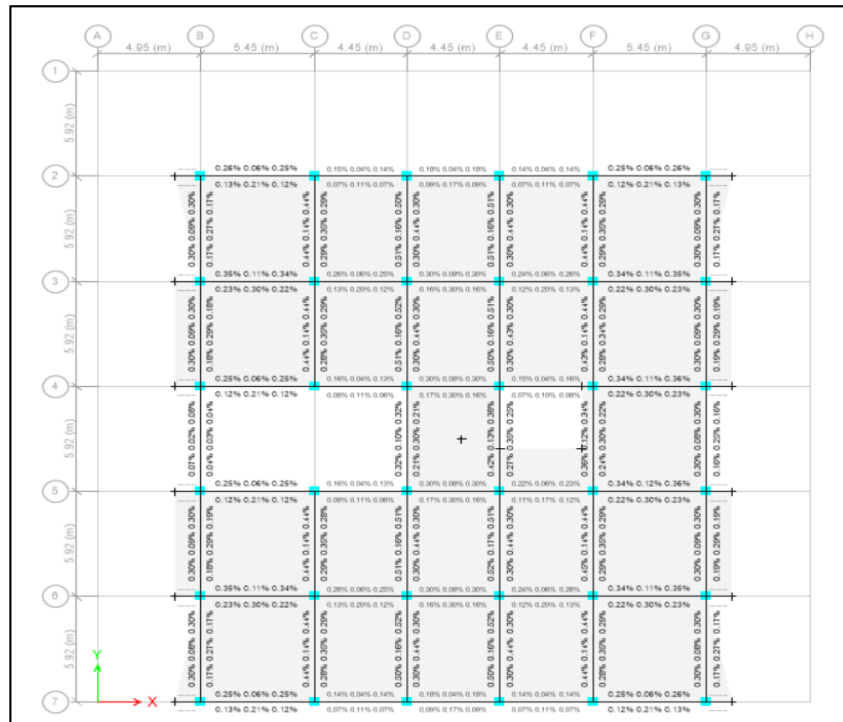
**Figura 69:** cuantía de refuerzo del pórtico eje F





Fuente: Etabs V18.1.1

Figura 70: Cuantía de refuerzo en el piso N+6.80 bajo carga gravitacional.



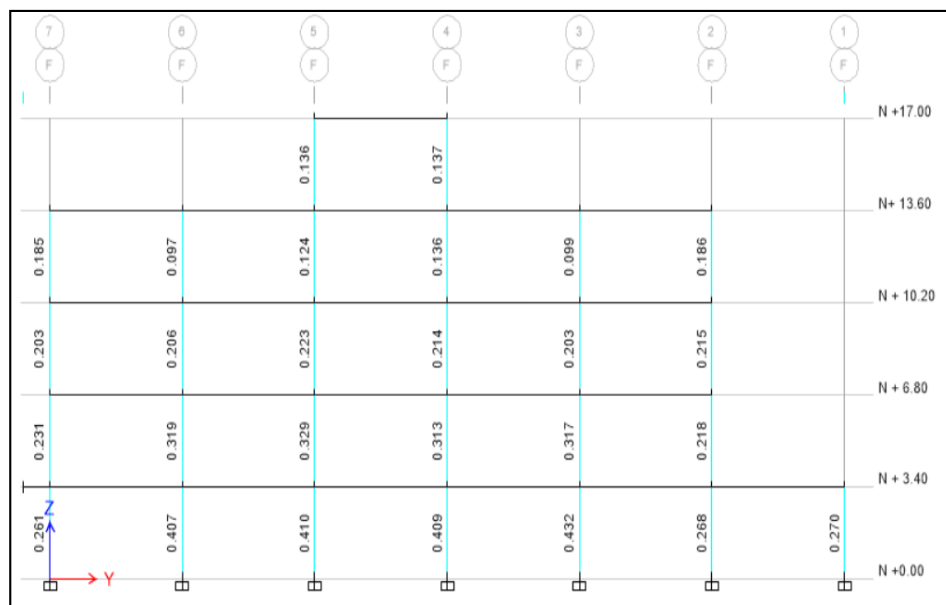
Fuente: Etabs V18.1.1

En las figuras anteriores se puede verificar que ningun elemento presenta problemas y cumplen con el diseño bajo carga gravitacional, las cuantías presentes en las columnas se encuentran dentro del 1% y el 3% de cuantia establecida para las columnas y las cuantías presentes en las vigas son menores a la cuantia máxima permitida de 1.24%. por lo tanto la edificación no es afectada por este tipo de solicitudes de carga.

### Chequeo demanda capacidad en columnas bajo carga gravitacional.

La demanda capacidad bajo combinación de la carga gravitacional presentan valores menores a 1 en el pórtico más demandado para esta combinación de carga, en el eje F5 en el primer piso presenta un valor de capacidad de la columna igual a 0.410 valor establecido dentro de la demanda capacidad, en la siguiente figura se puede verificar la demanda de todas las columnas del pórtico.

**Figura 71:** Demanda capacidad de columnas bajo carga gravitacional eje F



Fuente: Etabs V18.1.1

### 3.1.3 Análisis Estático no lineal

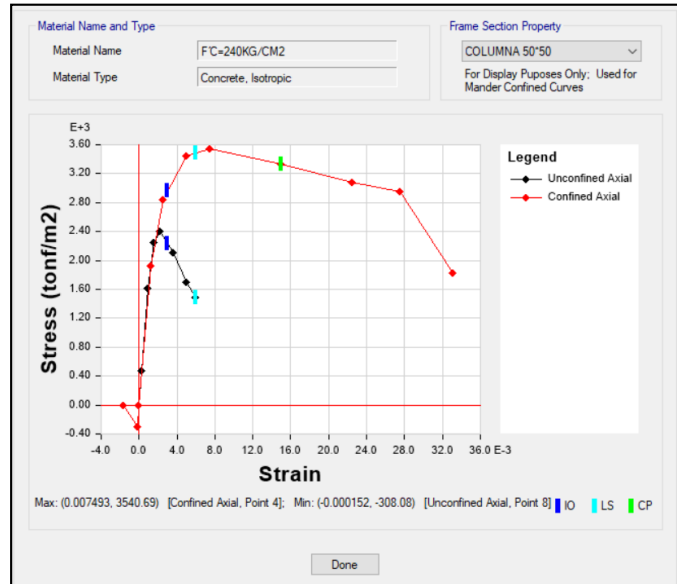
Posteriormente al análisis modal lineal se realiza el análisis estático no lineal con el objetivo de obtener la curva capacidad de la estructura y determinar el punto de desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica establecido por la norma NEC-SE-DS.

#### 3.1.3.1 Modelo de comportamiento de los materiales

##### Propiedades no lineales del Hormigón

La curva esfuerzo - deformación será generada por el modelo de Mander para el concreto confinado. En la siguiente figura indica esfuerzo deformación para una resistencia a la compresión de 240kg/cm2 que utiliza el programa Etabs.

**Figura 72:** Esfuerzo deformación para el modelo de Mander.

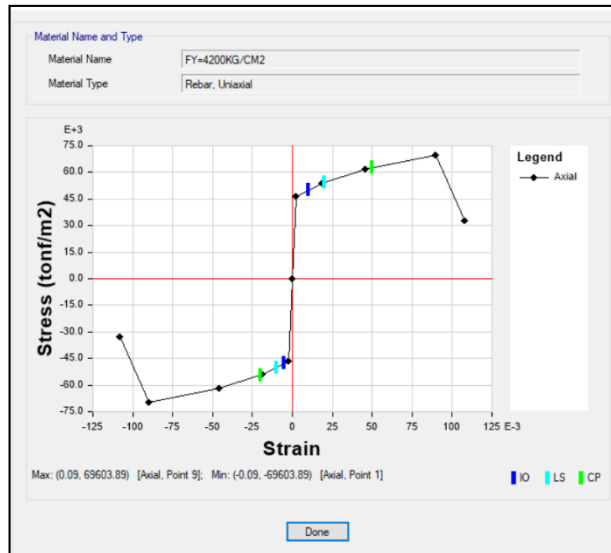


**Fuente:** Etabs V18.1.1

### Propiedades no lineales del Acero

La curva esfuerzo – deformación será generado por el modelo de Park en el programa Etabs. En la siguiente figura se indica la curva esfuerzo deformación para el acero de una resistencia a la fluencia de 4200kg/cm2.

**Figura 73:** Esfuerzo – deformación del modelo de Park para el acero refuerzo.



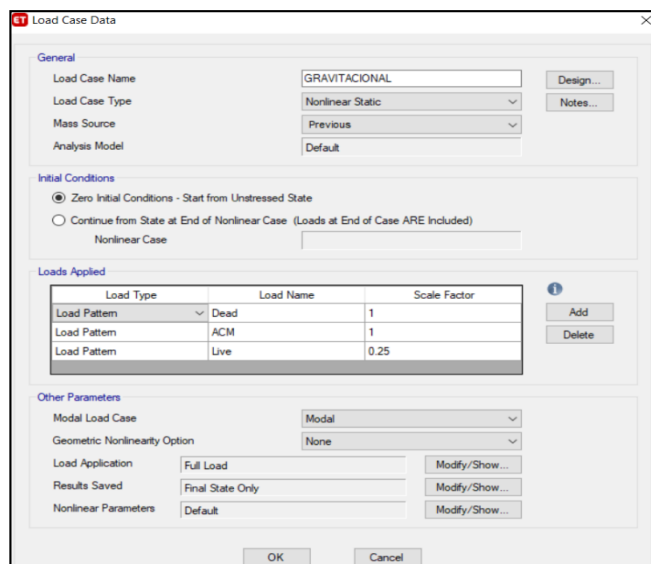
Fuente: Etabs V18.1.1

### 3.1.3.2. Definición de cargas para en análisis estático no lineal

#### Carga no lineal gravitacional.

Para el análisis no lineal se define un patrón de cargas gravitacionales para tener en cuenta la deformación que está expuesta la edificación, antes de que actúe la sollicitación sísmica, considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva según lo indicado por la norma NEC.

Figura 74: Definición de la carga Gravitacional no lineal



Fuente: Etabs V18.1.1

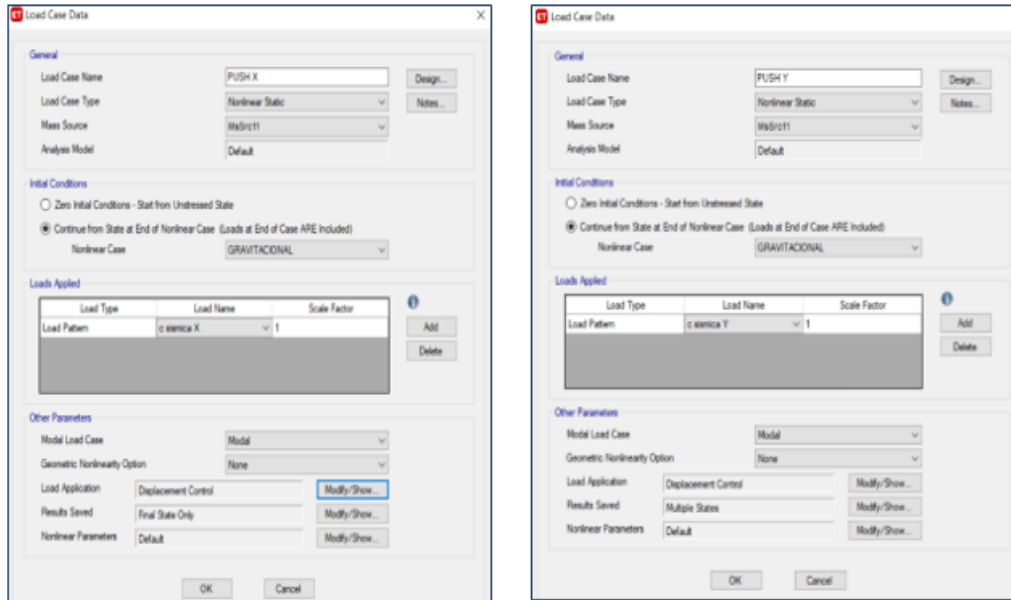
## Carga lateral no lineal

La carga lateral no lineal se define considerando la acción de los sismos dirección X y Dirección Y respectivamente tomando en cuenta un patrón de carga lateral no lineal.

**Figura 75:** Aplicación de la carga lateral no lineal

(a) Dirección X

(b) Dirección Y

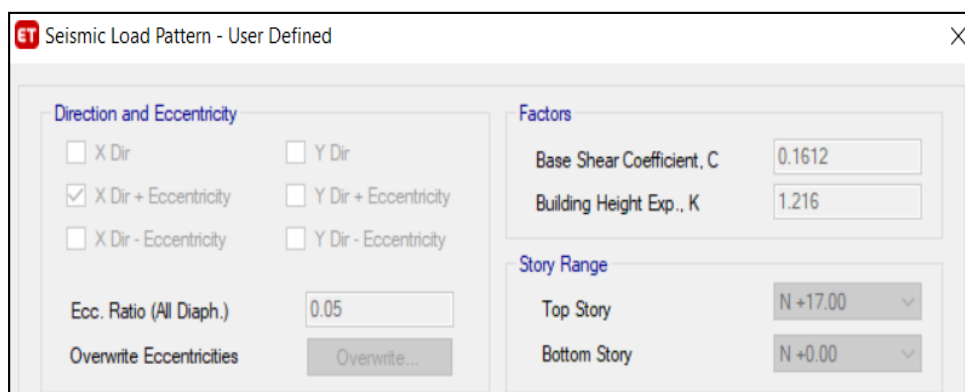


**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la dirección de análisis con la carga de sismo estático se verifica el factor K el cual permite la distribución de fuerzas laterales en forma de un triángulo invertido tipo parábola que está en función del cortante de cada piso y que es aplicado hasta el colapso de la estructura.

**Figura 76:** Definición del factor K para la distribución de las fuerzas laterales

(a) Dirección X



(b) Dirección Y



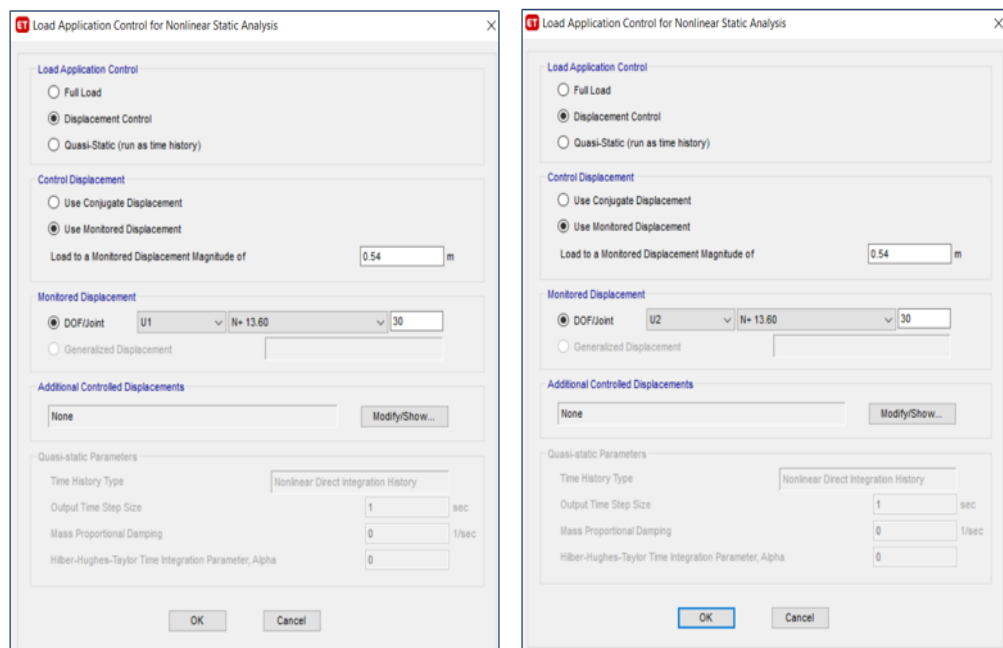
Fuente: Etabs V18.1.1

Para el control del análisis no lineal se realiza por un nodo del control de desplazamientos, teniendo en cuenta que este valor debe ser mayor a la deriva máxima permitida por la norma, de acuerdo a Fema 356 determina que el desplazamiento máximo a utilizar es un 4% de la altura del edificio, pero sin tomar en cuenta la tapa grada. La carga lateral es importante definir con el mismo nodo de monitoreo para los dos sentidos de análisis.

Figura 77: definición del nodo de control y definición de la carga

(a) Dirección X

(b) Dirección Y



Fuente: Etabs V18.1.1

### 3.1.3.3 Asignación de las rotulas plásticas

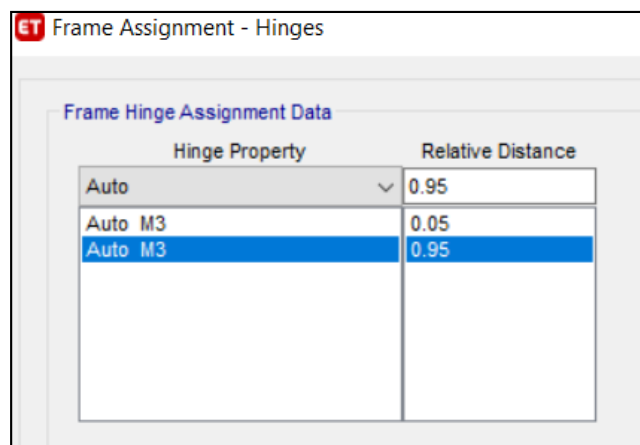
Para definir las rotulas plásticas en las secciones de vigas y columnas, debe tener colocado el acero de refuerzo. Los valores de las rótulas plásticas serán asignados de acuerdo a lo que establece ASCE 41-13 en las tablas 10.7 para vigas y 10.8 para columnas descritas en el capítulo I, estas rotulas son asignadas en la zona donde se espera la conversión de momentos de momentos (fluencia).

#### Rotula plástica en vigas

Las rotulas plásticas se asignaron a la viga tomando en cuenta que es un elemento dominado por flexión.

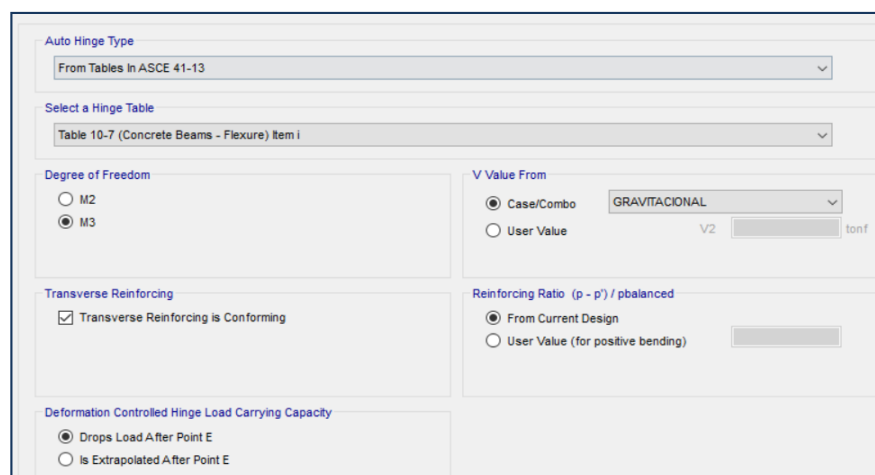
**Figura 78:** Rotulas plásticas en vigas

(a) Distancias relativas



Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.95
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

(b) Propiedades de la rotulas plásticas en vigas.



Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom:  M2,  M3

V Value From:  Case/Combo (GRAVITACIONAL),  User Value (V2 tonf)

Transverse Reinforcing:  Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:  From Current Design,  User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:  Drops Load After Point E,  Is Extrapolated After Point E

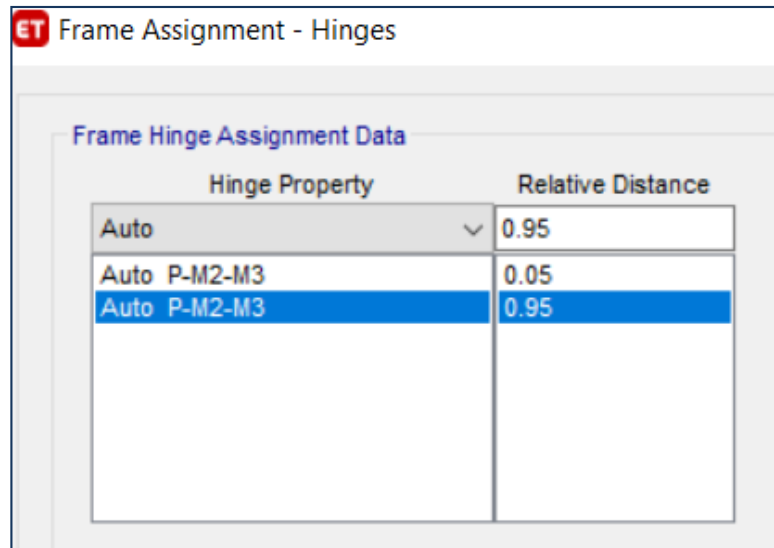
Fuente: Etabs V18.1.1

### Rotula plástica en columnas

Para la asignación de rotulas plásticas en columnas se tomará en cuenta que es un elemento que trabaja a flexo compresión.

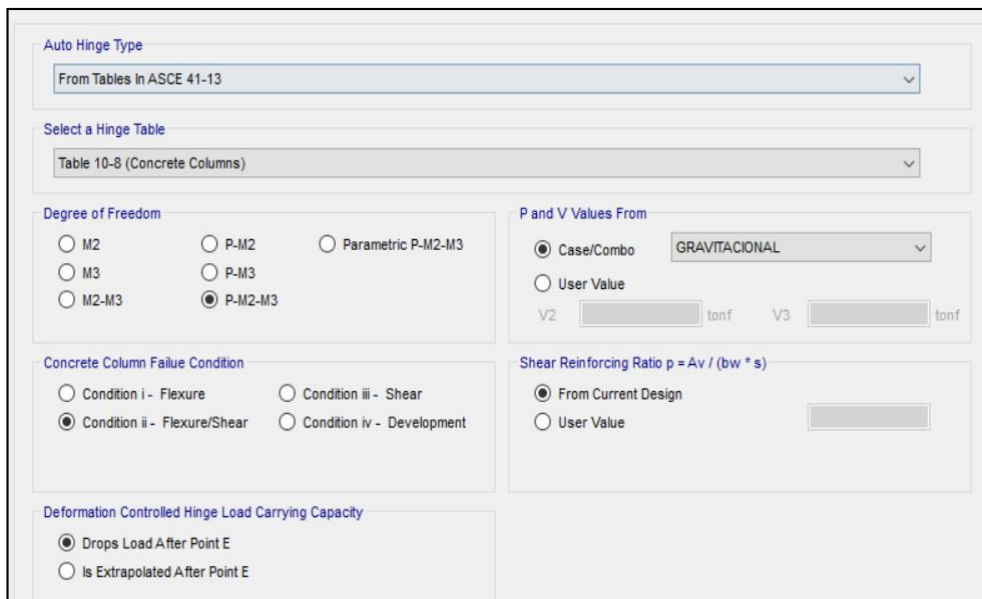
Figura 79: Rotulas plásticas en columnas

(a) Distancias relativas



Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.95
Auto P-M2-M3	0.05
Auto P-M2-M3	0.95

(b) Propiedades de la rotulas plásticas en columnas



Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom:

- M2
- M3
- M2-M3
- P-M2
- P-M3
- P-M2-M3
- Parametric P-M2-M3

P and V Values From:

- Case/Combo: GRAVITACIONAL
- User Value

V2: [ ] tonf V3: [ ] tonf

Concrete Column Failure Condition:

- Condition i - Flexure
- Condition ii - Flexure/Shear
- Condition iii - Shear
- Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$ :

- From Current Design
- User Value: [ ]

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

Fuente: Etabs V18.1.1



### 3.1.3.4 Niveles de amenaza sísmica

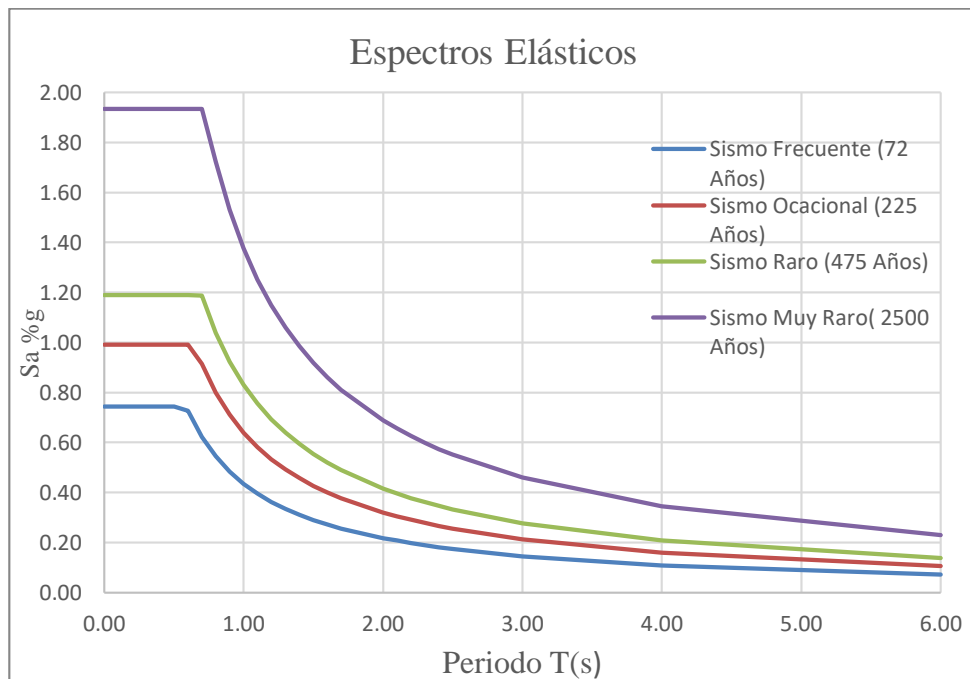
Para el diseño de estructuras de ocupación especial se utilizará diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de los diferentes niveles de amenaza. Los datos que muestran la siguiente tabla son determinados de acuerdo a las curvas de peligro sísmico para la Ciudad de Ambato, estos datos serán ingresados al programa Etabs en un archivo .txt.

**Tabla 60:** Coeficientes para el perfil de suelo tipo D

Suelo Tipo D				
Nivel de Sismo	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Periodo de retorno	72 años	225 años	475 años	2500 años
n	2.48	2.48	2.48	2.48
z	0.20	0.31	0.40	0.5
Factores de sitio				
fa	1.50	1.29	1.20	1.12
fd	1.54	1.34	1.19	1.11
fs	1.04	1.13	1.28	1.40

**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 80:** Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza.



Fuente: Fatima Llugsha

**Tabla 61:** Espectros elásticos de los diferentes niveles de amenaza

<b>Espectros de Respuesta</b>				
T	(72) Años	(225) Años	(475) Años	(2500) Años
seg.	Sa (g)	Sa (g)	Sa (g)	Sa (g)
0.001	0.744	0.9918	1.190	1.9344
0.100	0.744	0.9918	1.190	1.9344
0.300	0.744	0.9918	1.190	1.9344
0.400	0.744	0.9918	1.190	1.9344
0.500	0.744	0.9918	1.190	1.9344
0.600	0.726	0.9918	1.190	1.9344
0.700	0.622	0.9141	1.187	1.9344
0.800	0.544	0.7999	1.039	1.7222
0.900	0.484	0.7110	0.923	1.5309
1.000	0.435	0.6399	0.831	1.3778
1.100	0.396	0.5817	0.756	1.2525
1.200	0.363	0.5333	0.693	1.1481
1.300	0.335	0.4922	0.639	1.0598
1.400	0.311	0.4571	0.594	0.9841
1.500	0.290	0.4266	0.554	0.9185
1.600	0.272	0.3999	0.519	0.8611
1.700	0.256	0.3764	0.489	0.8105
2.000	0.218	0.3200	0.416	0.6889
2.100	0.207	0.3047	0.396	0.6561
2.200	0.198	0.2909	0.378	0.6263
2.300	0.189	0.2782	0.361	0.5990
2.400	0.181	0.2666	0.346	0.5741
2.500	0.174	0.2560	0.332	0.5511
3.000	0.145	0.2133	0.277	0.4593
4.000	0.109	0.1600	0.208	0.3444
6.000	0.073	0.1067	0.139	0.2296

Fuente: Fatima Llugsha

### 3.1.3.5 Resultados del análisis estático no lineal Pushover

Después de haber establecido todos los parámetros para el desarrollo del análisis no lineal se procede a analizar los resultados del programa Etabs, para determinar el punto de cada nivel de amenaza sísmicas.

#### Formación de rotulas plásticas.

A través del método incremental de empujes se obtiene la formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales de hormigón armado se puede apreciar por el acero de refuerzo que aporta ductilidad al elemento luego de producirse las primeras grietas a tensión del concreto

La evaluación de rótulas plásticas se realizará de acuerdo a los criterios de aceptación de FEMA 356, que se describe en la tabla 62.

**Tabla 62:** Criterio de aceptación de rotulas plásticas de rótulas

Criterio de aceptación de formación de rotulas plásticas	
IO = Ocupación inmediata LS = Seguridad de vida CP = Prevención al colapso	
	IO
	L
	S
	C
	P

Fuente: Fatima Llugsha

#### Formación de las rotulas plásticas

Es importante conocer la formación de rotulas plásticas que se generan en las direcciones principales X e Y, para conocer el comportamiento de cada elemento estructural.

**Tabla 63:** Rotulas plásticas de rótulas en dirección X

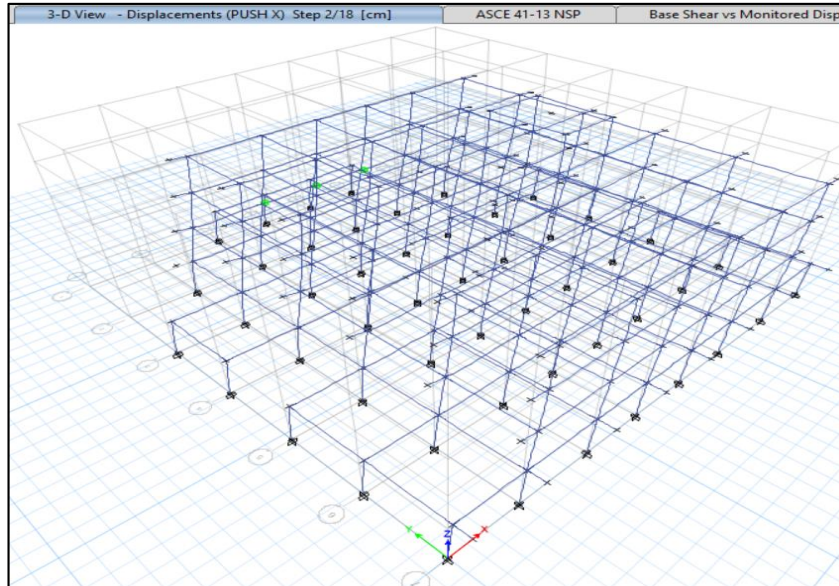
Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
2	Ocupación inmediata	3 rótula	Vigas	3.64	283.98
5	Ocupación inmediata	242 rótulas	Vigas	12.1524	596.3358
			Columnas		
9	Ocupación inmediata	318 rótulas	Vigas	20.4149	653.70
			Columnas		
	Seguridad de vida	2 rótulas	Columnas		
18	Ocupación inmediata	320 rótulas	Columnas	20.6800	664.70
			Vigas		
	Seguridad de vida	2 rótulas	Columnas		

Fuente: Fatima Llugsha

### Dirección X

Las primeras rotulas plásticas en dirección X del edificio se formas en las vigas del nivel +N 6.80 m del pórtico del eje 2, en la siguiente figura se muestra el desplazamiento de 3.64 cm al que se generan las rotulas.

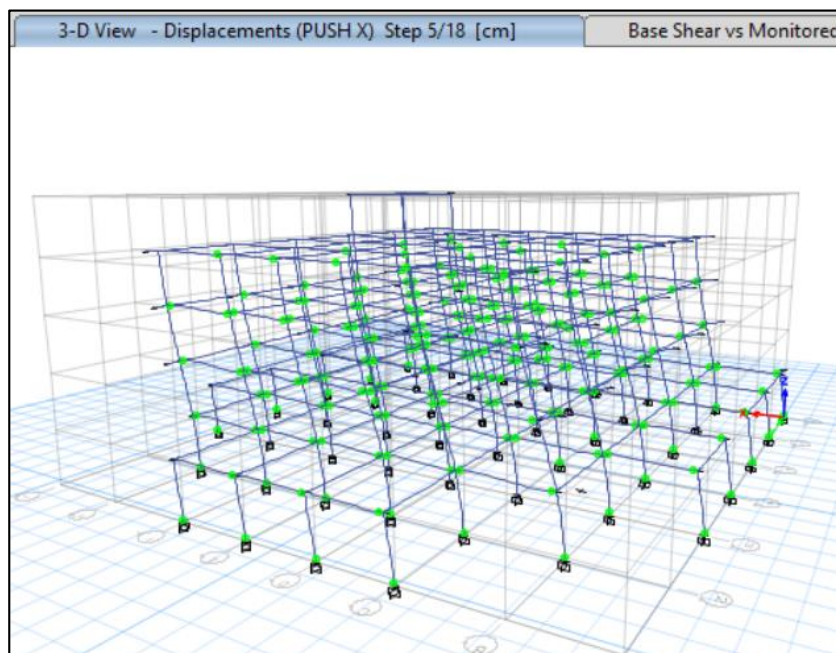
**Figura 81:** Rótula Plástica en Dirección X d=3.64cm, paso 2



**Fuente:** Etabs V18.1.1

La formación de rótula plástica en desplazamiento indican que se encuentra la estructura entre ocupación inmediata (IO) con un desplazamiento de 3.64cm y un cortante de 283.98 ton.

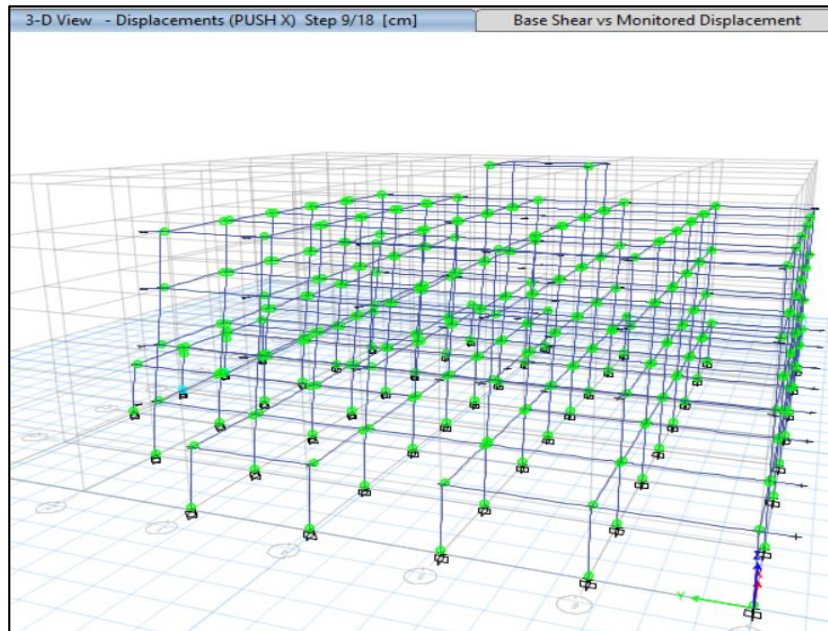
**Figura 82:** Rótula Plástica en Dirección X d= 12.15 cm, paso 5



**Fuente:** Etabs V18.1.1

Para un desplazamiento de 12.15 cm la mayoría de rotulas se han formado en todos los pisos con un total de 242 rotulas en vigas y columnas hasta en la base de los pórticos alcanzando un nivel de desempeño en ocupación inmediata (IO)

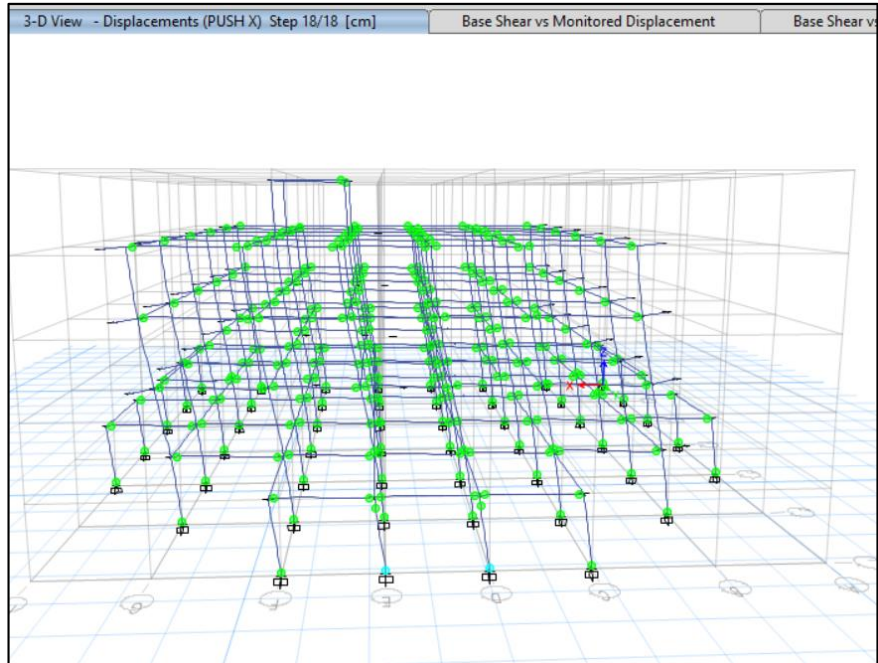
**Figura 83:** Rótula Plástica en Dirección X d= 20.41cm, paso 9



**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la figura anterior se observa las rotulas plásticas para un desplazamiento de 20.41cm, las roturas en las vigas se forman en todos sus extremos hasta el nivel N+17.00 m encontrándose en un rango de Ocupación inmediata (IO) para 318 rotulas, no obstante, comienzan a formarse 2 rotulas en la base de los pórticos encontrándose seguridad de vida (LS) y con un cortante de 653.70ton.

**Figura 84:** Rótula Plástica en Dirección X d= 20.68cm paso 18



**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la figura anterior se indica las rotulas plásticas para el desplazamiento máximo que puede soportar la estructura con un total de 320 rotulas que se encuentran entre Ocupación inmediata (IO) y 2 rotulas en columnas que se encuentran en seguridad de vida (LS) para un cortante ultimo de 664.70 ton en la dirección X.

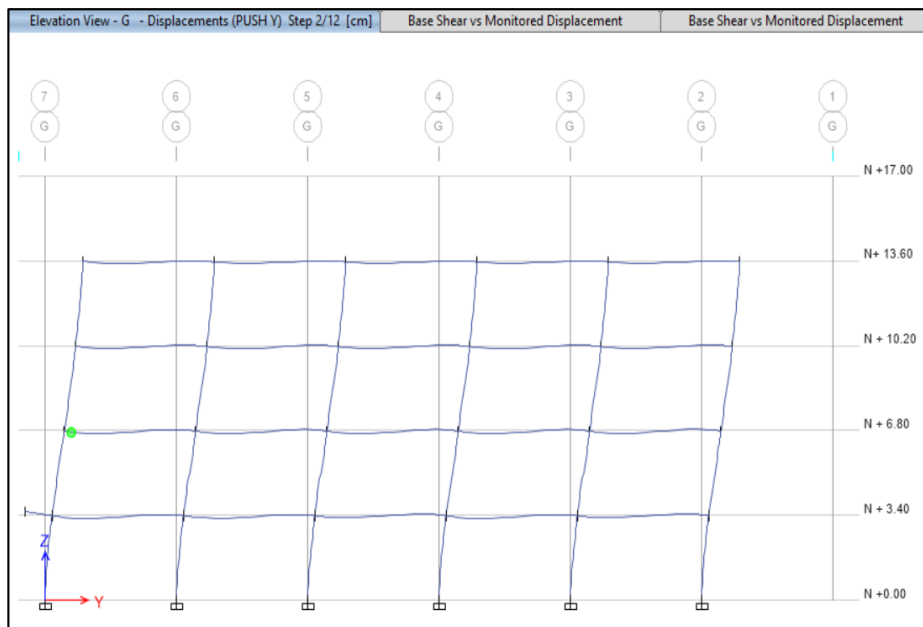
**Tabla 64:** Rotulas plásticas en dirección Y

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
2	Ocupación inmediata	1 rótula	Vigas	5.0935	326.85
5	Ocupación inmediata	227rótulas	Vigas	13.3835	571.77
			Columnas		
8	Ocupación inmediata	304 rótulas	Vigas	21.6082	616.66
			Columnas		
	Seguridad de vida	1 rótulas	Columnas		
12	Ocupación	304 rótulas	Columnas	25.4500	664.70

	inmediata		Vigas		
	Seguridad de vida	1rótulas	Columnas		
	Prevención de colapso	1rótulas	Columnas		

**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 85:** Rótula Plástica en Dirección Y d= 5.09 cm, paso 2

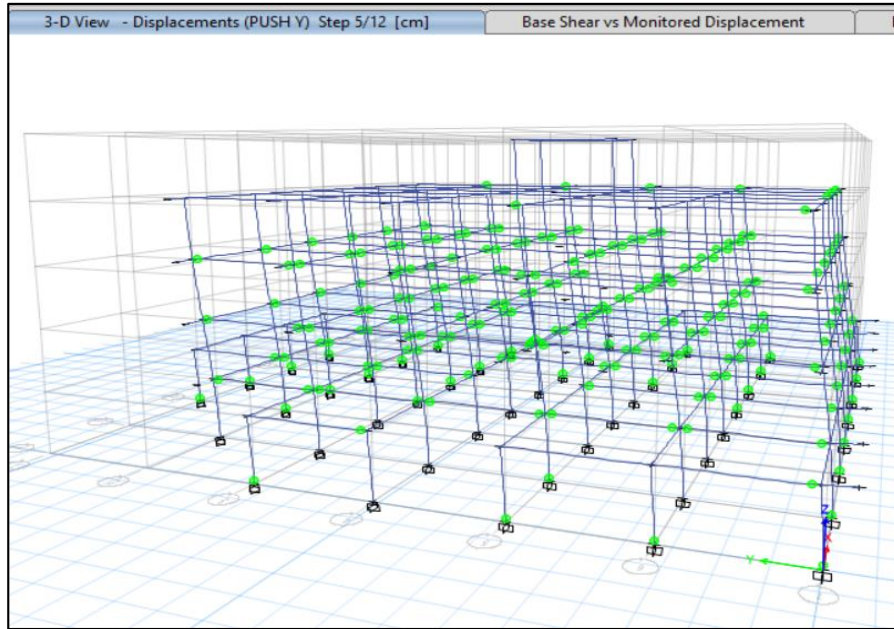


**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la anterior figura anterior se observa la formación de la primera rotula plástica para el desplazamiento en sentido Y formándose en N+6.80 en el eje G7 para un desplazamiento de 5.09cm y un cortante de 326.85ton, estas rotulas se empiezan a formar primero en las vigas, y el nivel de desempeño es de ocupación inmediata (IO).

**Figura 86:** Rótula Plástica en Dirección Y d= 13.38 cm, paso 5

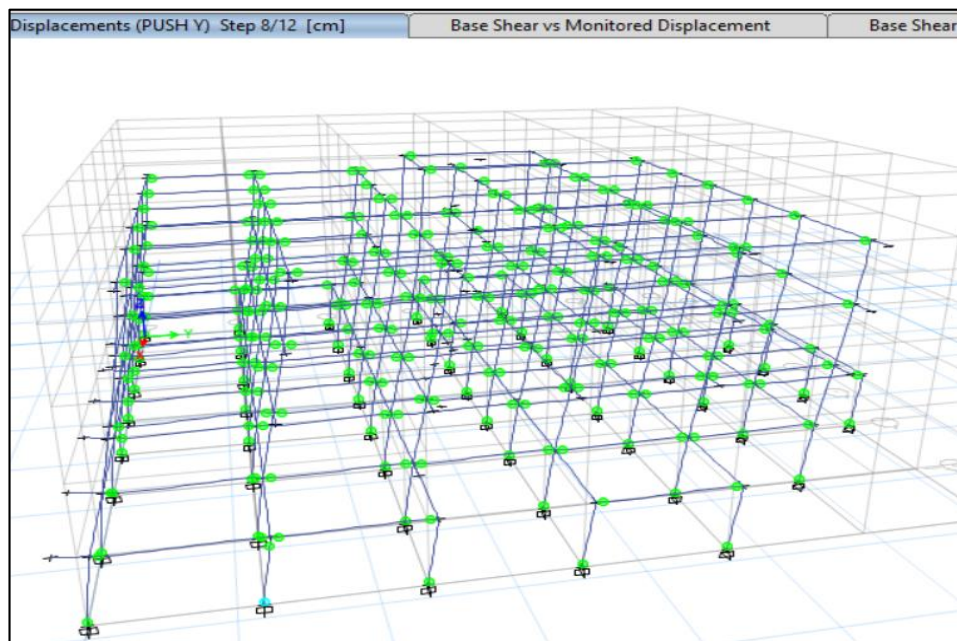




**Fuente:** Etabs V18.1.1

Para un desplazamiento de 13.38cm la mayoría de rotulas se han formado en todos los pisos con un total de 227 rotulas en vigas y columnas hasta en la base de los pórticos alcanzando un nivel de desempeño en ocupación inmediata (IO), con un cortante de 571.77 ton.

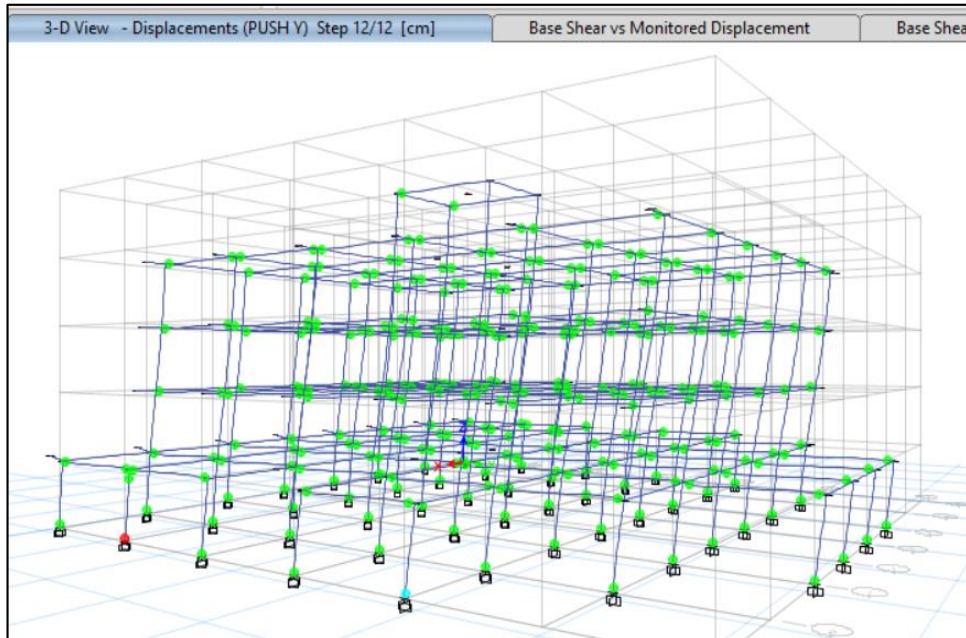
**Figura 87:** Rótula Plástica en Dirección Y d= 21.60 cm, paso 8



**Fuente:** Etabs V18.1.1

En la figura anterior se observa las rotulas plásticas para un desplazamiento de 21.60 cm, las roturas en las vigas se forman en todos sus extremos hasta el nivel N+17.00 encontrándose en un rango de Ocupación inmediata (IO) con 304 rotulas para vigas y columnas, no obstante, comienzan a formarse 1 rotula en la base de los pórticos encontrándose seguridad de vida (LS) y con un cortante de 616.66 ton.

**Figura 88:** Rótula Plástica en Dirección Y d= 25.45 paso 12



**Fuente:** Etabs V18.1.1

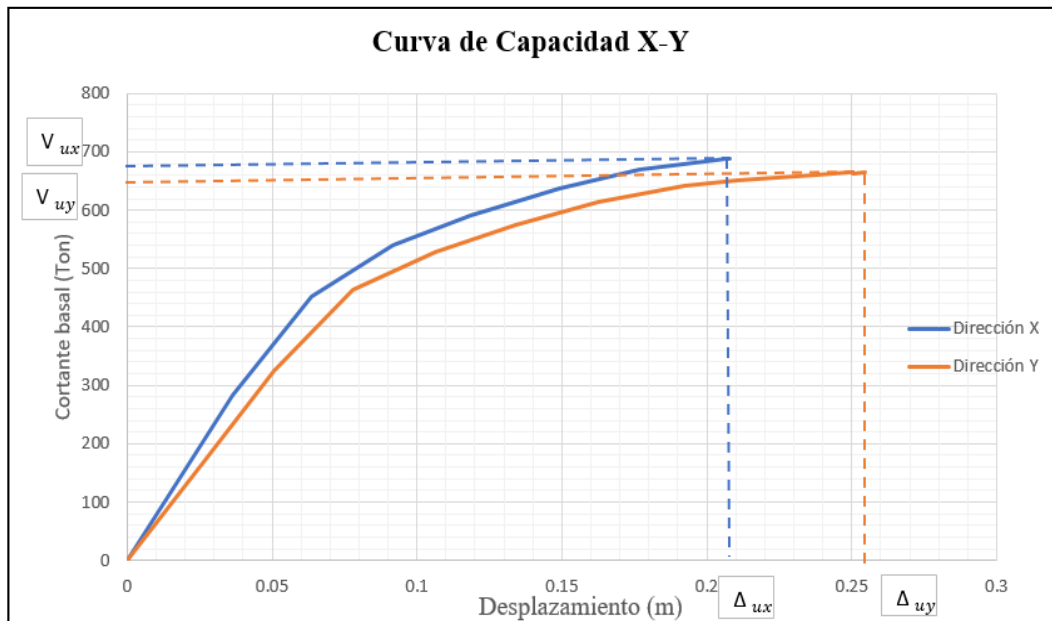
Para un desplazamiento de 25.45 cm se forman 304 rotulas plásticas en vigas y columnas con un nivel de desempeño de inmediata ocupación, y 1 rotula plástica en la base de la columna en seguridad de vida (LS), finalmente se forma 1 rotula en la base de la ubicándose en prevención al colapso (CP), con un cortante ultimo de 664.70 ton.

### 3.1.2.5 Evaluación del desempeño sísmico

#### Curva capacidad

Con el resultado del análisis no lineal Pushover se obtiene la curva capacidad que depende directamente del cortante total de la base y el desplazamiento del último piso de la estructura, a continuación, se indica la curva capacidad para la dirección X e Y.

**Figura 89:** Curva capacidad en dirección X-Y



**Fuente:** Fatima Llugsha

La curva capacidad para la dirección X tiene un cortante ultimo de 688.55ton con un desplazamiento de 20.68 cm, el punto de inicio de fluencia es de 5.95 cm y un cortante de 489.54 ton.

En la dirección Y un cortante basal ultimo de 664.70 ton y un desplazamiento de 25.45 cm, iniciando su punto de fluencia en 7.90 cm con un cortante de 513.23 ton.

### **Representación bilineal de la curva capacidad.**

Según el método propuesto por FEMA-356 la representación bilineal de la curva capacidad simplifica el comportamiento de la estructura no lineal, para lo cual se procederá a calcular las siguientes expresiones.

#### **Dirección X**

Desplazamiento ultimo  $(D_u : V_u) = (0.2068 \text{ m} : 688.55\text{ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y : V_y) = (0.0595 \text{ m} : 489.54 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva  $Ke = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 \cdot 489.54}{0.0357} = 8210.16 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial  $Ki = 8525.12 \text{ ton/m}$

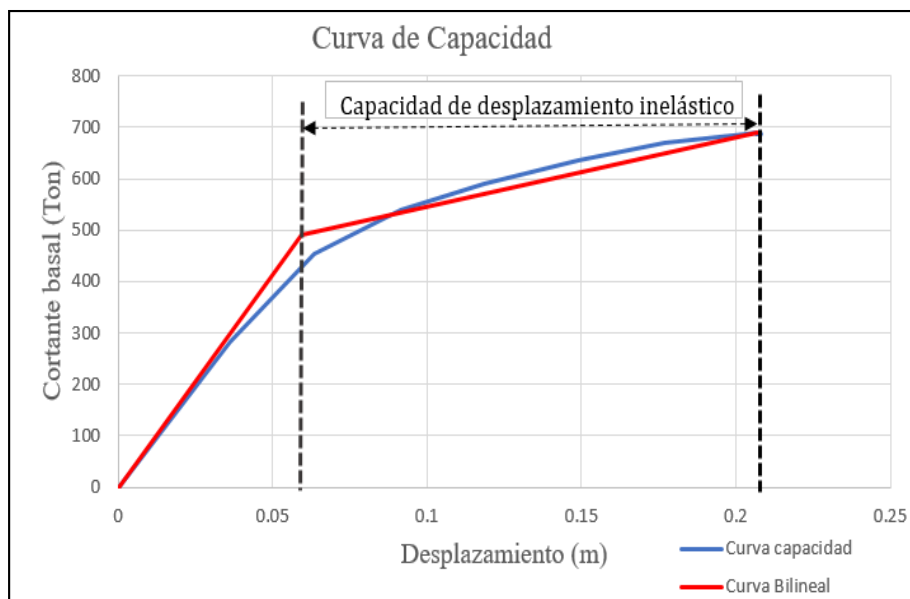
Rigidez post-elástica  $\alpha = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{Du}{Dy} - 1} = \frac{(\frac{688.55}{489.54} - 1)}{(\frac{0.2068}{0.0595} - 1)} = 0.1642$

**Tabla 65:** Puntos para la bilineal de la curva de capacidad en dirección x

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
5.9500	489.54
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
20.68	688.55
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	8525.12
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	8210.16
Rigidez pos-elástica	
$\alpha$	0.1642

**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 90:** Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X



**Fuente:** Fatima Llugsha

**Dirección Y**

Desplazamiento ultimo  $(D_u : V_u) = (0.2545 \text{ m} : 664.70 \text{ ton})$

Punto de fluencia efectiva  $(D_y : V_y) = (0.079 \text{ m} : 513.23 \text{ ton})$

Rigidez lateral efectiva  $Ke = \frac{0.6Vy}{D0.6} = \frac{0.6 \cdot 513.23}{0.0474} = 6496.58 \text{ ton/m}$

Rigidez lateral inicial  $Ki = 6694.16 \text{ ton/m}$

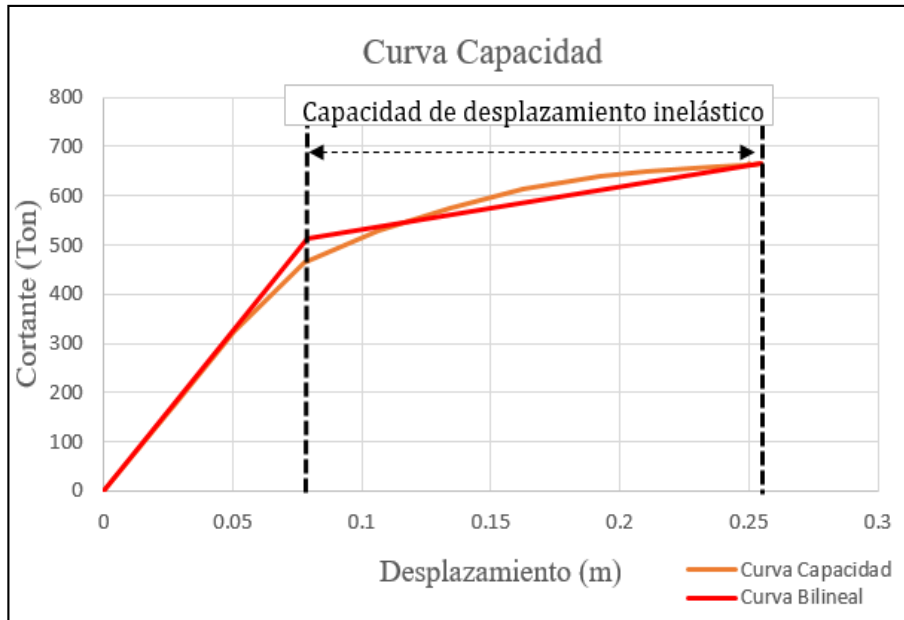
Rigidez post-elástica  $\alpha = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{Du}{Dy} - 1} = \frac{\left(\frac{664.70}{513.23} - 1\right)}{\left(\frac{0.2545}{0.079} - 1\right)} = 0.1328$

**Tabla 66:** Puntos para la bilineal de la curva de capacidad en dirección Y

<b>Punto de fluencia efectiva</b>	
<b>Dy (cm)</b>	<b>Vy (Ton)</b>
7.9000	513.23
<b>Punto antes del colapso</b>	
<b>Du (cm)</b>	<b>Vu (Ton)</b>
25.4500	664.70
<b>Rigidez inicial</b>	
Ki (ton/m)	6694.16
<b>Rigidez lateral efectiva</b>	
Ke (ton/m)	6496.58
<b>Rigidez pos-elástica</b>	
$\alpha$	0.1328

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 91:** Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y



**Fuente:** Fatima Llugsha

El objetivo de transformar la curva capacidad a una representación bilineal es para obtener una representación idealizada en donde se define un punto de fluencia para definir la capacidad del desplazamiento inelástico.

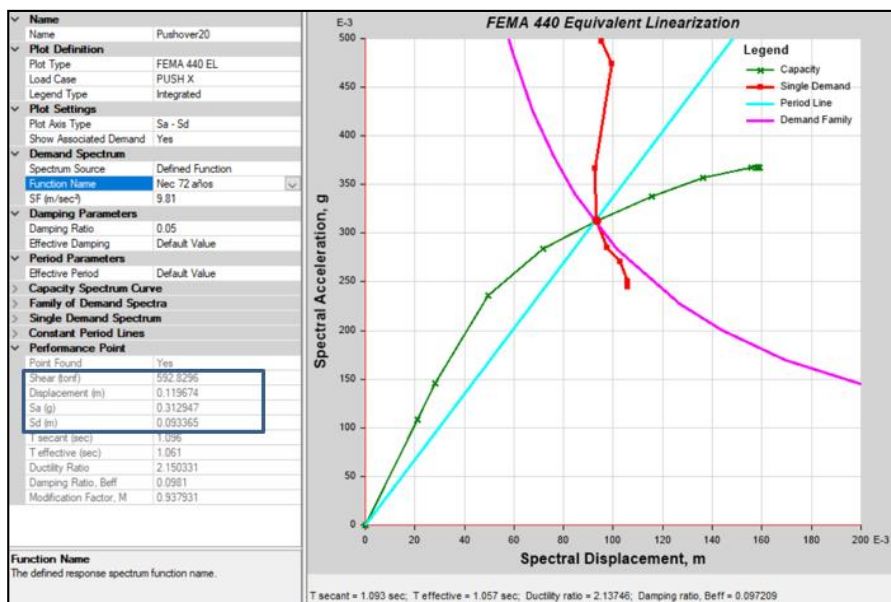
### **Punto de desempeño**

Para determinar el punto de desempeño para cada demanda sísmica en los diferentes sentidos se utilizó el método de FEMA-440 de linealización equivalente en el software Etabs, se determinó el desplazamiento y la fuerza de corte para cada demanda sísmica en las dos direcciones.

### **Punto de desempeño en dirección X**

En las siguientes figuras se visualizan los puntos de desempeño para cada amenaza sísmica con sus valores de desplazamiento y cortante.

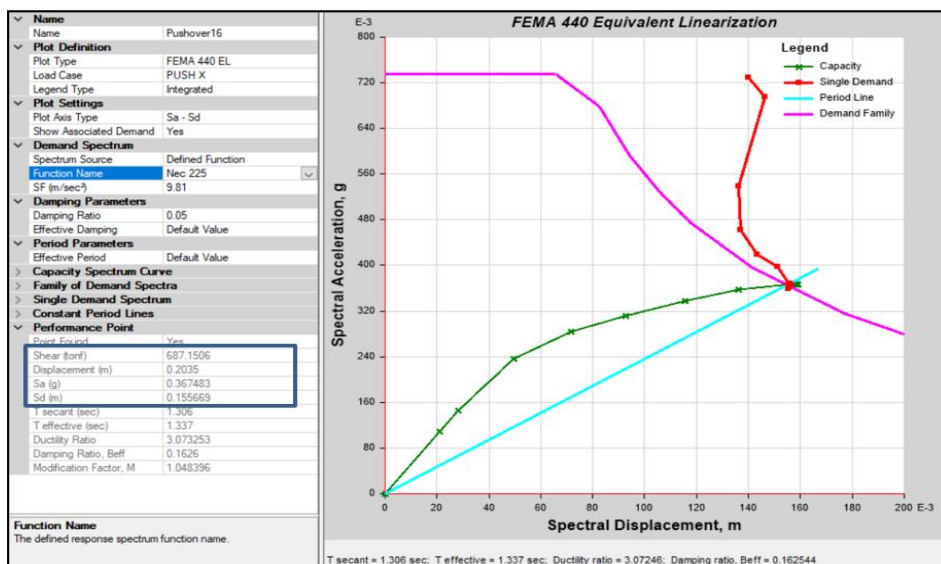
**Figura 92:** Punto de desempeño de un sismo frecuente en dirección X



Fuente: Etabs V18.1.1

Para un nivel de amenaza sísmica frecuente se observa la intersección de la curva capacidad y el espectro de demanda para obtener el punto de desempeño, estos valores se intersecan a 11.96 cm de desplazamiento para un cortante de 582.62 ton.

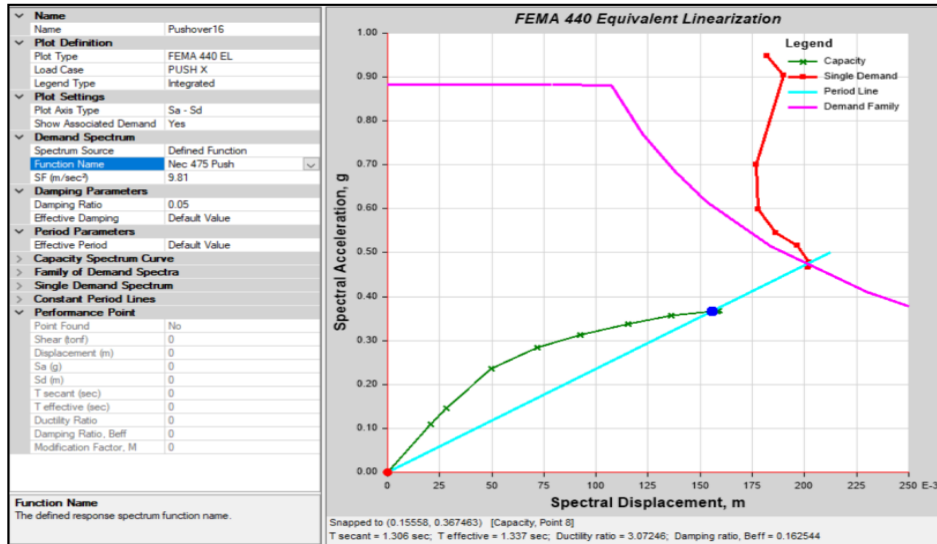
Figura 93: Punto de desempeño de un sismo ocasional en dirección X



Fuente: Etabs V18.1.1

En una amenaza sísmica ocasional el valor del punto de desempeño es de 20.35 cm de desplazamiento y para un cortante de 687,50 ton por lo tanto el punto de desempeño se encuentra al límite.

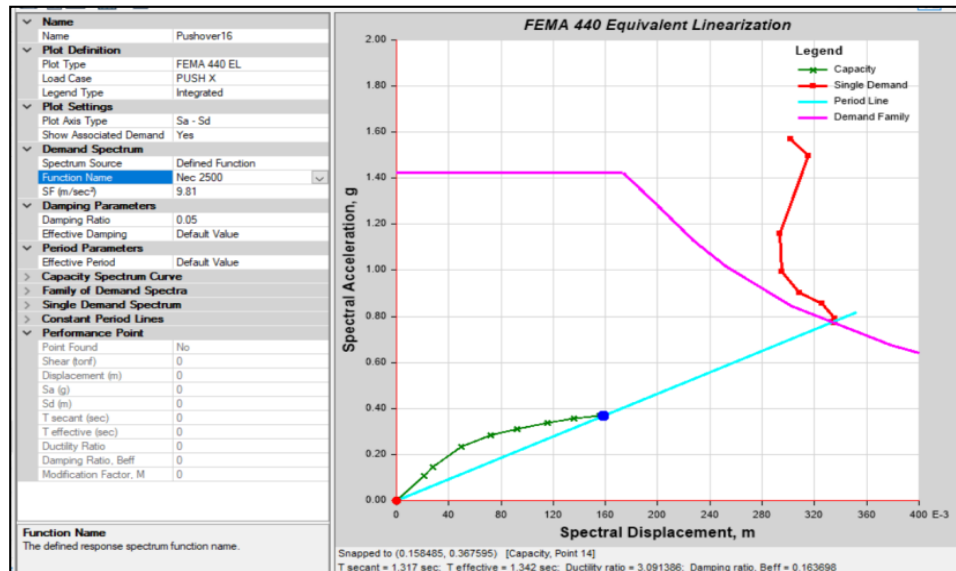
**Figura 94:** Punto de desempeño de un sismo raro en dirección X



**Fuente:** Etabs V18.1.1

Para un sismo raro la demanda se incrementa substancialmente por lo que el espectro de demanda y la capacidad de la curva no se intersecan. La estructura no soporta la demanda y lo que provoca que llegue al colapso.

**Figura 95:** Punto de desempeño de un sismo muy raro en dirección X



**Fuente:** Etabs V18.1.1

Para un sismo muy raro el espectro de demanda y la curva de capacidad no se intersecan. La estructura no alcanza los niveles de demanda solicitados.

**Tabla 67:** Punto de desempeño en dirección X

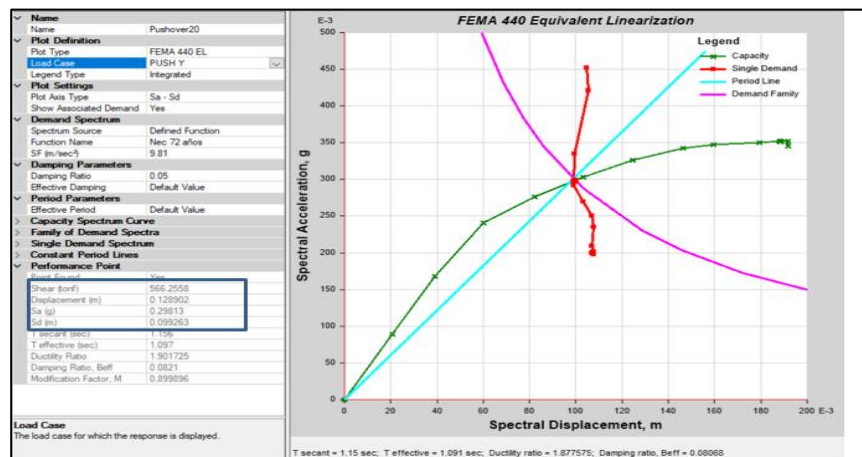


Puntos de desempeño dirección X		
Nivel del sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
Frecuente	11.96	582.93
Ocasional	20.35	687.50
Raro	-	-
Muy raro	-	-

Fuente: Fatima Llugsha

### Punto de desempeño en dirección Y

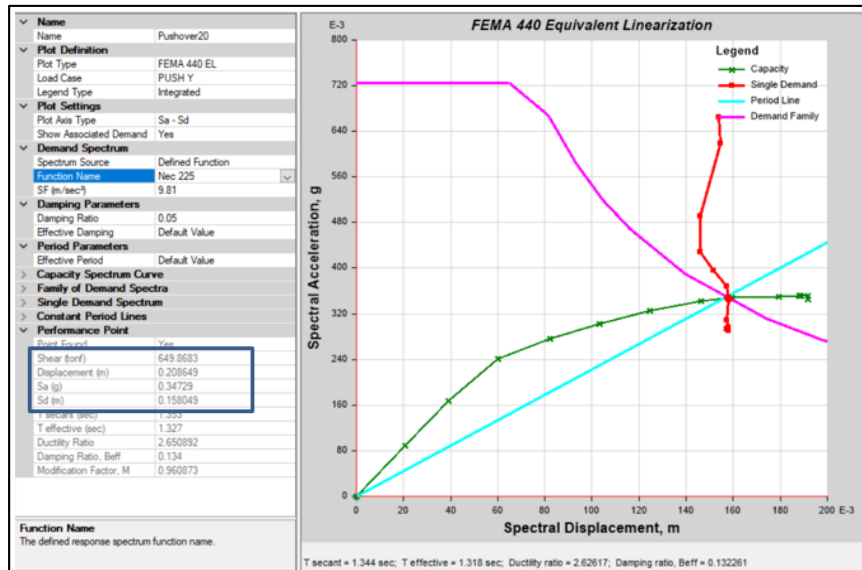
Figura 96: Punto de desempeño de un sismo frecuente en dirección Y



Fuente: Etabs V18.1.1

Para un nivel de amenaza sísmica frecuente se observa la intersección de la curva capacidad y el espectro de demanda para obtener el punto de desempeño, estos valores se intersecan a 12.89 cm de desplazamiento para un cortante de 566.26 ton.

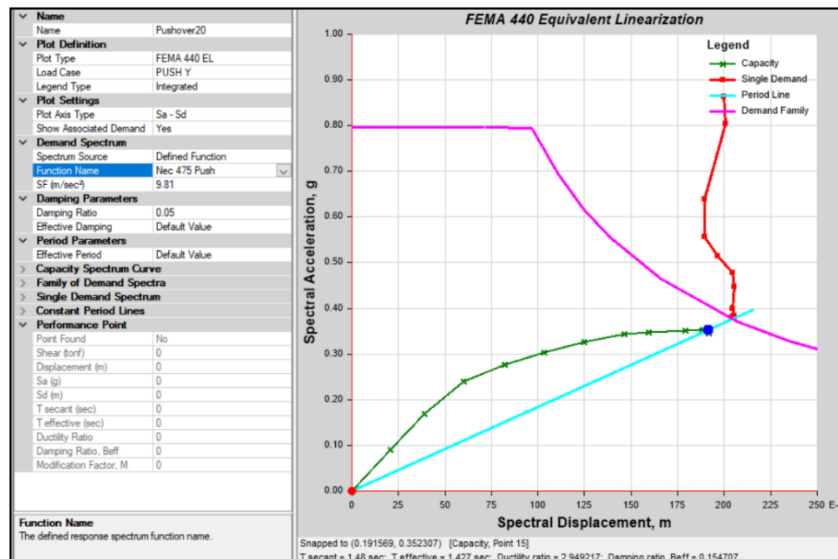
Figura 97: Punto de desempeño de un sismo ocasional en dirección Y



Fuente: Etabs V18.1.1

En una amenaza sísmica ocasional el valor del punto de desempeño es de 20.96 cm de desplazamiento y para un cortante de 649,86ton por lo tanto el punto de desempeño se encuentra cerca del límite de la curva de capacidad.

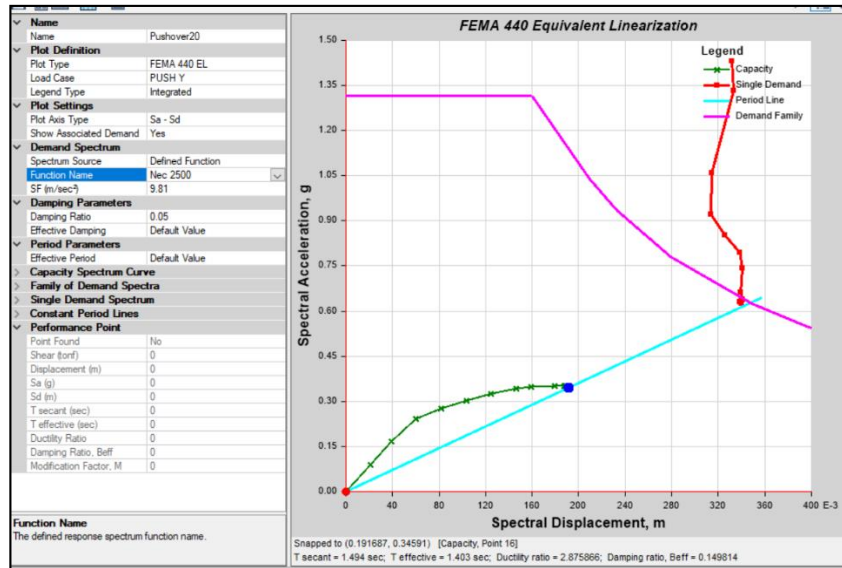
Figura 98: Punto de desempeño de un sismo raro en dirección Y



Fuente: Etabs V18.1.1

Para un sismo raro no se intersecan las curvas de capacidad y la curva de demanda para lo cual no existe punto de desempeño para esta demanda.

Figura 99: Punto de desempeño de un sismo muy raro en dirección Y



Fuente: Etabs V18.1.1

Para una amenaza sísmica muy raro no se presenta intersección entre la curva capacidad y el espectro de demanda, la estructura no es capaz de soportar la demanda aplicada en el sentido Y.

Tabla 68: Punto de desempeño en dirección Y

Puntos de desempeño dirección Y		
Nivel del sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
Frecuente	11.89	566.36
Ocasional	20.86	649.87
Raro	-	-
Muy raro	-	-

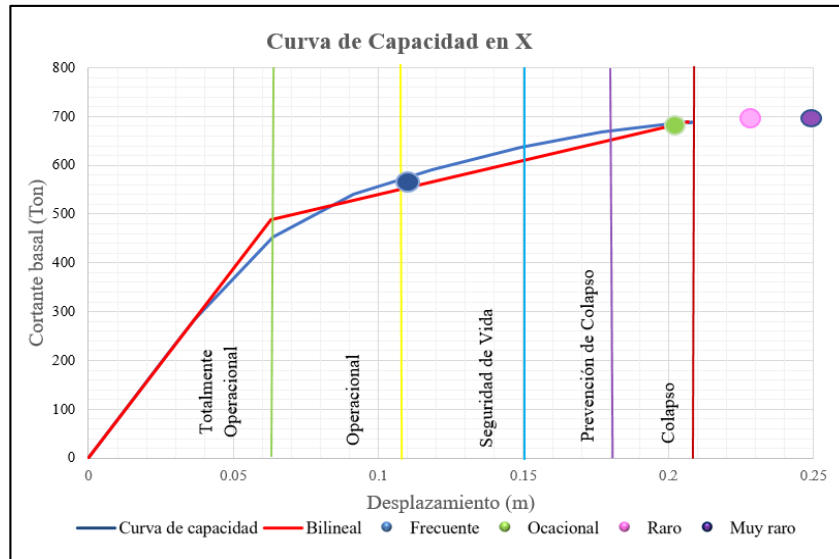
Fuente: Fatima Llugsha

## Evaluación del desempeño

### Dirección X

Se determinan el comportamiento de la estructura para los diferentes niveles de amenaza por medio de la curva capacidad y el punto de desempeño con los datos obtenido del Programa Etabs y representación bilineal como se indica en las siguientes figuras

Figura 100: Niveles de desempeño para la dirección X según FEMA-440



**Fuente:** Fatima Llugsha

En la figura anterior se determina que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es de seguridad de vida, para un sismo ocasional la estructura se encuentra llegando al colapso, y para un sismo raro y muy raro la estructura se encuentra totalmente colapsada. Con los resultados encontrados se procede a ubicar en la matriz de desempeño sísmico del Comité Visión 2000, los niveles de desempeño para las diferentes solicitaciones impuestas para la evaluación, como se indica en la siguiente tabla.

**Tabla 69:** Niveles de desempeño para la dirección X

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente			X		
Ocasional					X
Raro					X
Muy Raro					X
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

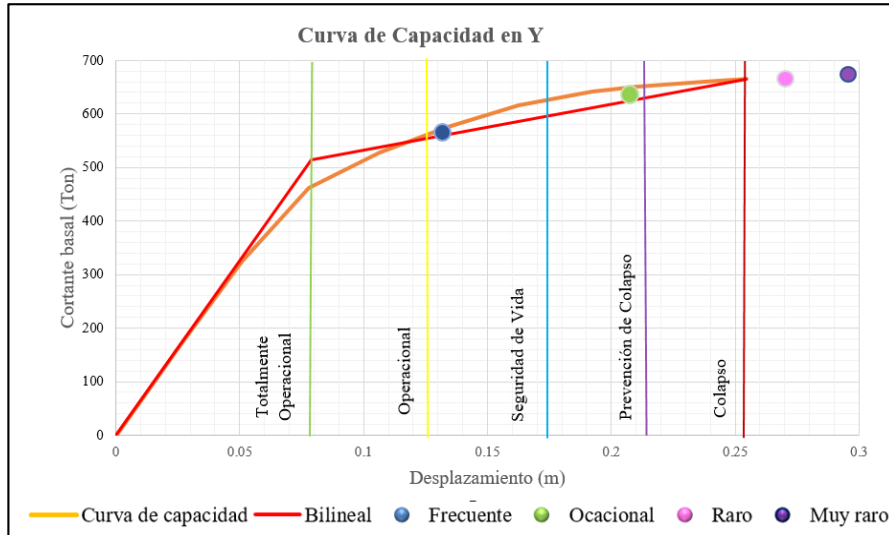
**Fuente:** Fatima Llugsha

Conforme a la tabla anterior se concluye que la estructura de ocupación especial no cumple con los requerimientos mínimos de diseño propuesto por comité visión 2000,

puesto que para un sismo raro el nivel de desempeño se espera que se encuentre en seguridad de vida y no en un colapso como en este caso.

### Dirección Y

**Figura 101:** Niveles de desempeño para la dirección Y según FEMA-440



**Fuente:** Fatima Llugsha

En la figura anterior se determina que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es de seguridad de vida, para un sismo ocasional se encuentra en un nivel de prevención al colapso y para un sismo raro y muy raro en la dirección Y la estructura no soporta la demanda impuesta y se asume que la estructura para estas demandas estaría totalmente colapsada.

**Tabla 70:** Niveles de desempeño para la dirección Y

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operaiional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente			X		
Ocasional				X	
Raro					X
Muy Raro					X
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

**Fuente:** Fatima Llugsha

Según la tabla anterior se determina que la estructura no cumple con los niveles de desempeño para los requerimientos mínimos de la propuesta de Comité Visión 2000, para garantizar un buen desempeño en un sismo raro la estructura debe tener un desempeño en seguridad de vida, al igual que en la dirección X no cumplen con esta condición, de igual manera no cumpliría los requerimientos descritos por la norma NEC del capítulo de peligro sísmico por lo que es necesario buscar una o varias alternativas para mejorar el desempeño global de la estructura.

### **3.1.3.6 Factor de reducción de respuesta estructural R**

Los espectros de diseño, prescritos en las normativas sísmicas tienen un período de retorno de 475 años, cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja durante la vida útil de la estructura. Por este motivo, es que se diseña pensando que la estructura va a sufrir daño ante el espectro de diseño, pero no va a colapsar[54].

ATC-19 (1995) considera que el factor R es igual al producto de tres factores de la siguiente expresión: [54].

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_{\rho}$$

Donde

$R$  = Factor de reducción de respuesta estructural

$R_{\mu}$  =Factor de ductilidad

$R_{\Omega}$  = Factor de sobre resistencia

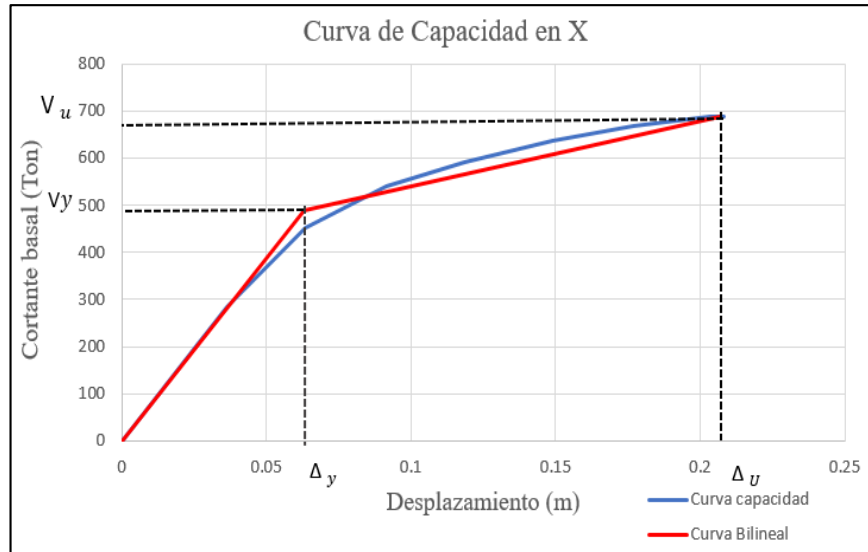
$R_{\rho}$  = Factor de redundancia

#### **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 ( $\Delta y$ )[54].

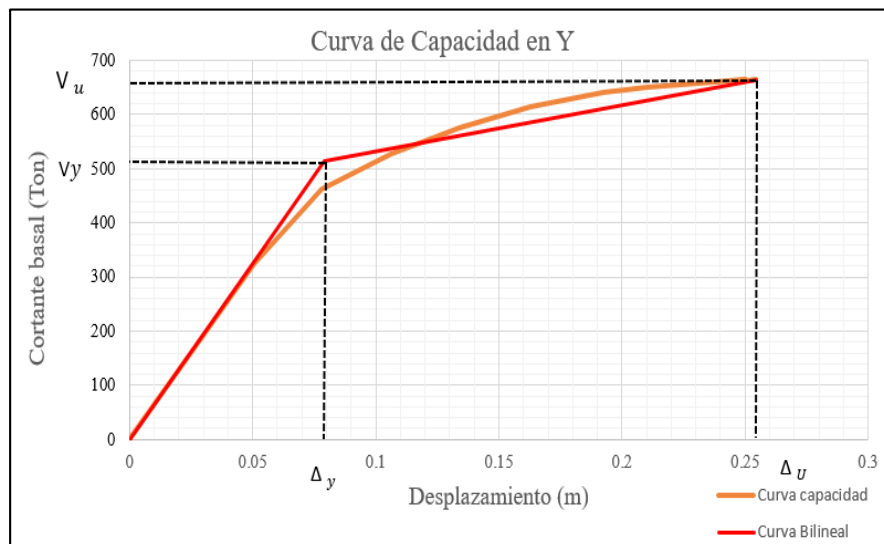
$$R_{\mu} = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{\text{Desplazamiento ultimo}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

**Figura 102:** Desplazamiento ultimo y de fluencia en dirección X



**Fuente:** Fatima Llugsha

**Figura 103:** Desplazamiento ultimo y de fluencia en dirección Y



**Fuente:** Fatima Llugsha

$$R_{\mu x} = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0.2068m}{0.0595m} = 3.47$$

$$R_{\mu y} = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0.2545m}{0.079m} = 3.22$$

$$R_{\mu x} = 3.47$$

$$R_{\mu y} = 3.22$$

### **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, los valores de fuerza cortante para cada dirección se obtienen de los valores de la curva capacidad y la representación bilineal en la dirección X e Y [54].

$$R\Omega = \frac{Vu}{Vy}$$

$$R\Omega x = \frac{Vu}{Vy} = \frac{688.55}{489.54} = 1.40$$

$$R\Omega y = \frac{Vu}{Vy} = \frac{664.70}{513.23} = 1.29$$

$$R\Omega x = 1.40$$

$$R\Omega y = 1.29$$

### **Factor de Redundancia**

El valor del factor de redundancia se determina de acuerdo a ASCE 7-10 en el literal 12.3.4 se asume el valor de 1.3 para este factor[54].

Con los datos de todos los factores obtenidos se procede a calcular el factor de reducción de respuesta sísmica:

$$R = R_{\mu} * R\Omega * R\rho$$

$$Rx = 3.47 * 1.40 * 1.3$$

$$Rx = 6.34$$

$$Ry = 3.22 * 1.29 * 1.3$$

$$Ry = 5.42$$



La estructura analizada tiene una respuesta estructural menor a la asumida para el diseño, según de la norma NEC 2015 establece un valor de  $R=8$  para pórticos especiales sismo resistente, con lo que se puede determinar que la estructura no trabaja adecuadamente.

Con los resultados obtenidos se puede verificar que la estructura no cumple con los niveles de desempeño esperados en el análisis no lineal, una de las principales causas de este efecto es que no cumple con los parámetros establecido en el análisis lineal. Por lo que es necesario aplicar un reforzamiento de la estructura para que pueda cumplir los requisitos mínimos de la norma y pueda mejorar el desempeño sísmico.

### **Objetivo de la rehabilitación**

El principal objetivo de la rehabilitación de estructuras es que los edificios alcancen los niveles de desempeño en seguridad de vida para un sismo de raro para un nivel de amenaza con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y para un sismo muy raro con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años alcance a un nivel de desempeño en prevención al colapso.

#### **3.1.4 Propuesta de reforzamiento**

Se ha determinado que la estructura requiere un reforzamiento para cumplir las condiciones propuestas por las normas, el reforzamiento propuesto se basa con un criterio de garantizar la seguridad estructural, en donde no afecta considerablemente el diseño arquitectónico, el método empleado para el reforzamiento, es el más factible, debido a que cumple con los requisitos normativos y los costos empleados son menores en comparación con el método del FRP

- **Aumento de la resistencia y rigidez global de la estructura**

El aumento de la resistencia y de la rigidez del sistema estructural se puede lograr añadiendo nuevos elementos estructurales, Estos nuevos elementos suelen ser muros de hormigón armado, de preferencia localizados en la periferia de la planta del edificio de manera de lograr la mayor rigidez torsional. La localización de los nuevos elementos debe promover la simetría de rigideces para evitar introducir torsiones en el edificio. Una opción ventajosa es la de añadir una estructura auxiliar,

independiente de la estructura existente, estando las dos conectadas sólo a través de los diafragmas [55].

La estructura auxiliar soporta la mayor parte de las cargas sísmicas mientras que la existente soporta las cargas gravitatorias, pero debe tenerse presente que ambas estructuras se desplazarán en forma simultánea. Aun cuando la estructura auxiliar sea dúctil y posea una gran capacidad para deformarse, deben limitarse sus deformaciones laterales a fin de proteger a la estructura existente que posee una menor capacidad de deformación [55].

En el análisis del control de derivas se encontró que la estructura presenta derivas e inelásticas que superan el 2% de acuerdo a lo establecido por la norma NEC-2015, en donde presenta un valor máximo 2.29 % en la dirección X y un valor de 2.70% en la dirección Y, para controlar el desplazamiento de las derivas se propone rigidizar con la implementación de muros de corte de hormigón armado, para mejorar el comportamiento de la estructura.

De acuerdo a la configuración arquitectónica de mampostería de la estructura, se propone reemplazar estos elementos por un muro de una resistencia de 240 kg/cm<sup>2</sup>, sin afectar a el espacio arquitectónico.

Se ha utilizado un muro de 25cm en la periferia para rigidizar a la estructura y controlar los desplazamientos excesivos.

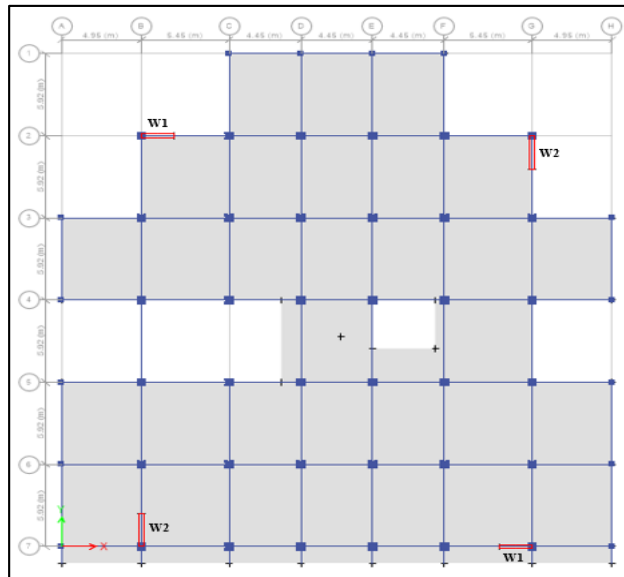
**Tabla 71:** Secciones de muro

<b>Elemento</b>	<b>Dirección</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Espesor (cm)</b>
W1	Dirección X	2.00	25.00
W2	Dirección Y	2.40	25.00

**Fuente:** Fátima Llugsha

Estos nuevos elementos se ubicaron como indica la siguiente figura tanto para la dirección X como para la dirección Y, alcanzan hasta el nivel N+13.60

**Figura 104:** Ubicación de los muros



**Fuente:** Etabs V18.1.1

- **Aumento de la resistencia y rigidez local en elementos**

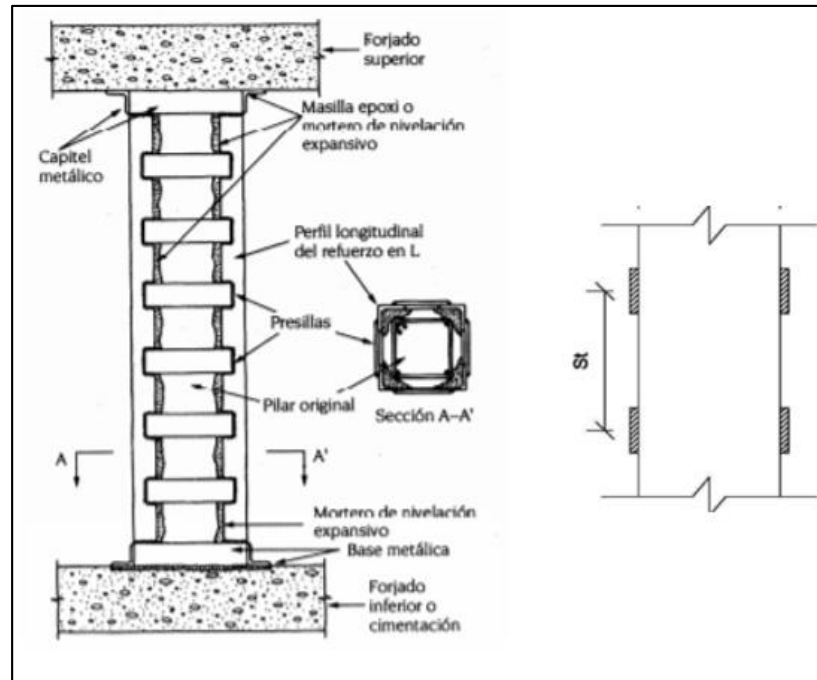
El uso de encamisados de acero conformado por ángulos y platinas o presillas de acero en las columnas mejoran la capacidad a carga axial por efecto del confinamiento, en el caso de requerirse un aumento grande de la carga axial, o en caso de reparaciones en donde se desea estabilizar una columna dañada, se puede transmitir la carga vertical a los ángulos también a través de perfiles soldados a las presillas extremas y que van pegados a la losa o vigas en ambos extremos con un adhesivo estructural con el fin que haya un buen contacto con el concreto. Si se desea aumentar la capacidad a flexión(vigas) o a momento con esta técnica, entonces los ángulos deben pasar a través de la losa o con ayuda de perfiles metálicos que atraviesan la losa y que están soldados a los ángulos de la columna [46].

### **Encamisado de Columnas**

La realización del refuerzo en el pilar de hormigón armado es mejorar la resistencia a compresión del elemento estructural sin disminuir su ductilidad. Fernando Canovas, (1994) recomienda para el uso del reforzamiento con platinas metálicas a la hora de la ejecución, debe incorporarse suficiente refuerzo capaz de absorber la totalidad de los esfuerzos verticales que se transmiten a la sección y la importancia de la unión de los capiteles y bases, suficientemente rígidas, de las columnas en la superficie de

hormigón, para un buen reparto de las cargas entre el núcleo de hormigón y el reforzamiento [56].

**Figura 105:** Columna con platinas metálicas y ángulos de reforzamiento



**Fuente:** E. Giménez, Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple

Las condiciones que deben cumplir los ángulos y presillas que conforman el refuerzo para garantizar que la columna de hormigón aumente su resistencia con la aplicación de esta técnica son:[56].

- a) La resistencia característica de los angulares de acero será de 210 MPa y de las presillas 210 ó 240 MPa en función de la resistencia del hormigón.
- b) Los ángulos de acero serán cuadrados, siendo las mínimas dimensiones permitidas L50x50x5
- c) Las características de las presillas dependerán de las dimensiones del soporte de hormigón a reforzar, con la utilización del coeficiente  $\beta = 0.5 \cdot (a + b)$ 
  - Distancia entre presillas  $st$ ;  $0.40\beta \leq st \leq 0,75\beta$
  - Área de las presillas  $A_{str}$ ;  $A_{str} \geq 0,004\beta^2$
  - El grosor del acero de la presilla deber ser igual o inferior al del angular.

## Encamisado en vigas

Se puede encamisar las vigas con armaduras hechas con ángulos y soleras soldados entre sí. En la unión de la viga y la losa, los ángulos de la armadura sirven para conectarla con la losa de concreto. Los ángulos se fijan a la losa por medio de conectores como se indica en la siguiente figura [57].

**Figura 106:** Encamisado de viga

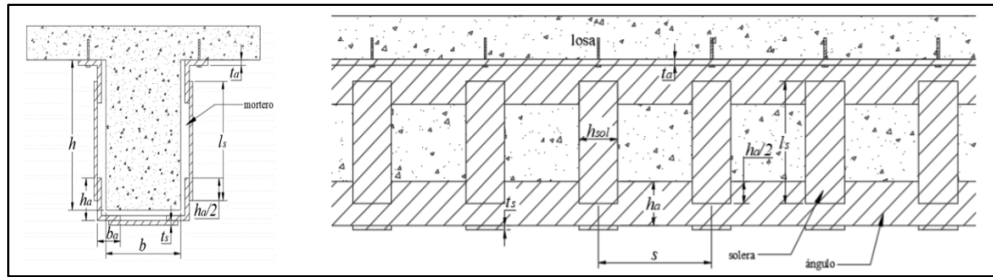


**Fuente:** Encamisados de vigas con ángulos y soleras (Horse Construction Company China), 2019

Condiciones geométricas para el encamisado en vigas

- 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 [57].
- b) Las platinas se deben colocar en dirección paralela al eje transversal de la sección. 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 [57].
- c) La separación del centro de cada platina  $S$ , debe estar entre  $1/5$  y  $1/3$  de relación  $h_{sol}/S$ , no debe ser mayor a 0.5 veces el peralte efectivo ( $s \leq d/2$ ) [57].
- d) 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  $t_a$  [57].
- e) La longitud  $l_s$  de la platina es igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo [57].

**Figura 107:** Representación transversal y longitudinal del encamisado de viga



**Fuente:** Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México, 2019

Se realizó una intervención en los elementos estructurales (vigas, columnas), que conforman la estructura existente a fin de aumentar su rigidez y resistencia por medio del recrecido en las columnas de 50x50, se utilizó el encamisado de acero con ángulos y platinas como se muestra en la tabla 72, también se reforzó las vigas con el encamisado de acero en la tabla 73, para que soporte las cargas de demanda, logrando así aumentar la capacidad global de la estructura para resistir carga lateral.

**Tabla 72:** Sección de columna reforzada con el encamisado de acero

Sección Tipo y Elementos de reforzamiento					
Elemento	Refuerzo	Acero	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
Columna C2 y C3	Ángulo L 125x8	A36	19.36	296.16	296.16
	Platina 100x470x5	A36	23.50	0.4895	4325.96
N:3.40	B2, B3, B4, B5, B6 B7, C2, C3, C4, C5, C6, C7, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, E2, E3, E4, E5, E6, E7, F2, F3, F4, F5, F6, F7, G2, G3, G4, G5, G6, G7				
N:6.80	En todos los ejes				

N:10.20	En todos los ejes
---------	-------------------

**Fuente:** Fatima Llugsha

**Tabla 73:** Sección de viga reforzada con el encamisado de acero

Sección Tipo y Elementos de reforzamiento					
Elemento	Refuerzo	Acero	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
Viga X- Y	Ángulo L 100x5	A36	9.75	96.13	96.13
	Platina de 100x6	A36	6.00	0.18	50.00
	Platina de 50x100x5	A36	5.00	0.100	41.67
	Platina de 50x320x5	A36	16.00	0.33	13.65
N+3.40	En todos los ejes				
N+6.80	En todos los ejes				
N+10.20	En todos los ejes				

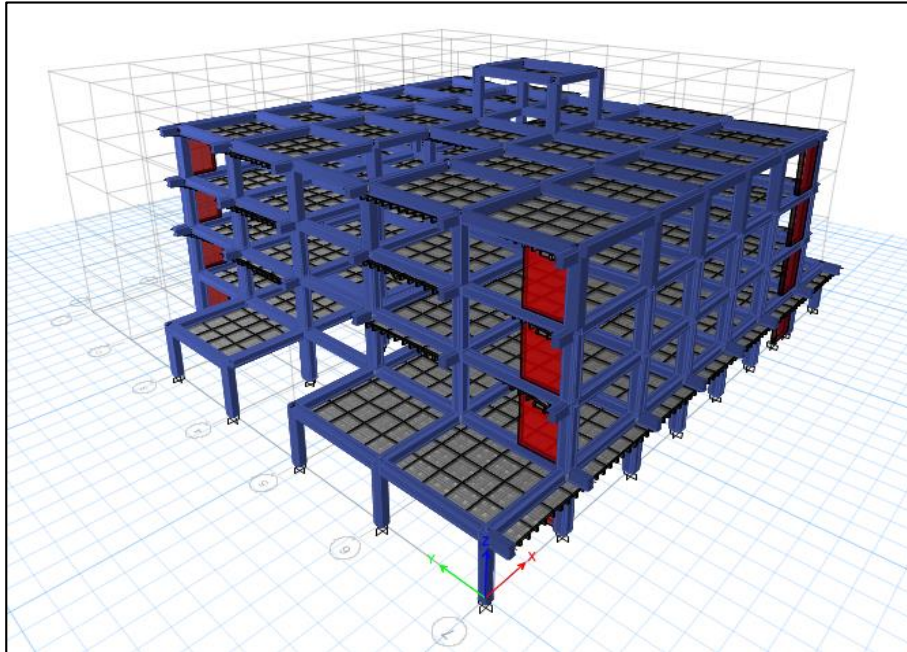
**Fuente:** Fatima Llugsha

Se procede a realizar un análisis modal para determinar y el comportamiento que presenta la estructura con los nuevos elementos incorporados y se analizara el comportamiento mediante los modos de vibración.

### 3.1.5 Análisis de resultados de la estructura reforzada

Se analizará la estructura con la implementación de un método de refuerzo con los chequeos que establece la NEC-SE-DS como requerimientos mínimos que deben cumplir las estructuras sismo resistentes.

**Figura 108:** Modelado de la estructura reforzada



**Fuente:** Etabs V18.1.1

- **Periodo de vibración**

Para el cálculo del periodo de vibración fundamental de la estructura se debe tomar en cuenta los valores  $C_t$  y  $\alpha$  que dependen de la configuración del sistema estructural, se toman los valores de sistemas duales con muros estructurales.

**Tabla 74:** Coeficientes para el sistema estructural reforzado

Coeficientes del Sistema estructural	
$C_t$	0.055
$\alpha$	0.75

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Tabla 75:** Verificación del periodo fundamental de la estructura



<b>Método</b>	<b>Periodo de Vibración</b>
Ta1	0.4605
Ta2(Modal)	0.5904
1.3(Ta1)	0.5987
Observación	Cumple

**Fuente:** Fátima Llugsha

El periodo de vibración calculado por el método 2 no excede el 30% del método 1, cumple el primer chequeo.

- **Masas acumuladas**

El número de modos de vibración a utilizar en el análisis dinámico, la participación de la masa modal acumulada debe ser por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.[9]

**Tabla 76:** Masas acumuladas

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>
	<b>sec</b>		
1	0.5904	0.0072	0.6952
2	0.5864	0.7178	0.7023
3	0.4513	0.7178	0.7043
4	0.1752	0.7179	0.7745
5	0.1745	0.8417	0.7746
6	0.1427	0.9103	0.7746
7	0.1408	0.9103	0.9131
8	0.1182	0.9103	0.9131
9	0.1130	0.9103	0.9131
10	0.0752	0.9840	0.9131
11	0.0691	0.9840	0.9856
12	0.0548	0.9840	0.9857
13	0.0461	1.0000	0.9857

14	0.0432	1.0000	1.0000
15	0.0326	1.0000	1.0000

**Fuete:** Fátima Llugsha

Las masas acumuladas cumplen en el modo de vibración 6 para el eje X y en el modo de vibración 7 para el eje Y, cumpliendo en los modos establecidos para el análisis.

- **Torsión en planta**

**Tabla 77:** Masas acumuladas

Modo	UX	UY	RZ	Torsión (%)	Observación
1	0.00720	0.00720	0.00190	0.2733	Taslación
2	0.71060	0.71060	0.00003	0.0038	Taslación
3	0.00002	0.00002	0.66370	33185.0	Torsión

**Fuete:** Fátima Llugsha

La estructura no tiene problemas de torsión en los dos primeros modos de vibración, y cumple con este chequeo para el tercer modo de vibración sea torsional.

- **Cortante basal estático y cortante basal dinámico**

El cortante basal dinámico total en la base de la estructura obtenida por un método dinámico no debe ser menor al 80% en estructuras regulares ni menor al 85% en estructuras irregulares obtenido por un método estático. [9]

**Tabla78:** Cortante Basal Estático – Dinámico

Dirección	Cortante (Ton)		(VD/V E) %	Observación
	Estático	Dinámico		
Dirección X	567.830	486.24	85.630	Cumple
Dirección Y	567.830	489.52	86.210	Cumple

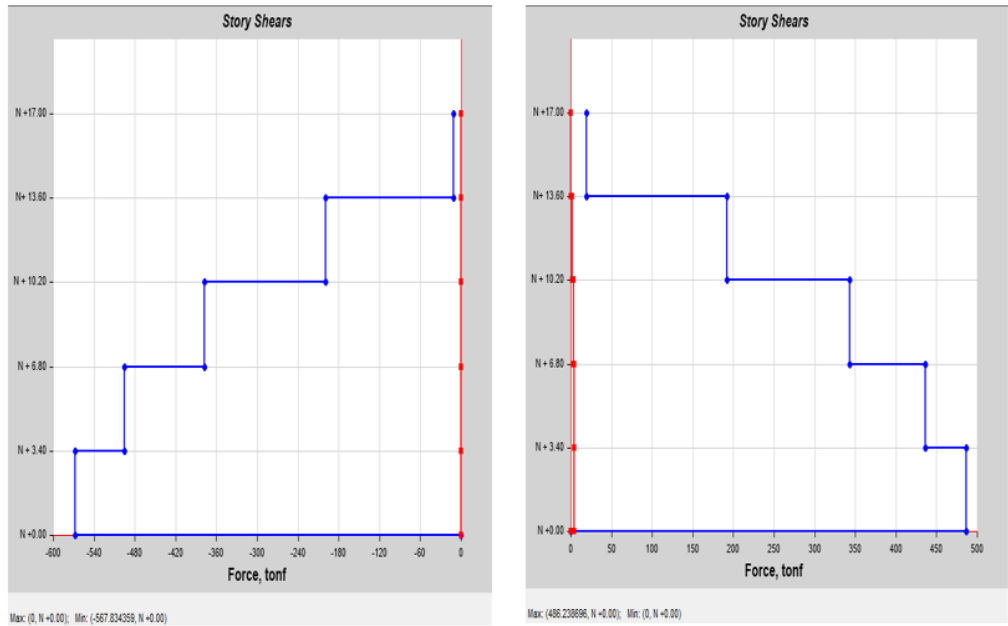
**Fuente:** Fátima Llugsha

El cortante basal dinámico en dirección X y Y superan el 85% del cortante estático cumpliendo lo establecido para estructuras irregulares

**Figura 109:** Cortante Basal Estático  $S_x$  – Cortante Basal Dinámico  $E_x$

(a) Cortante Estático X

(b) Cortante Dinámico X

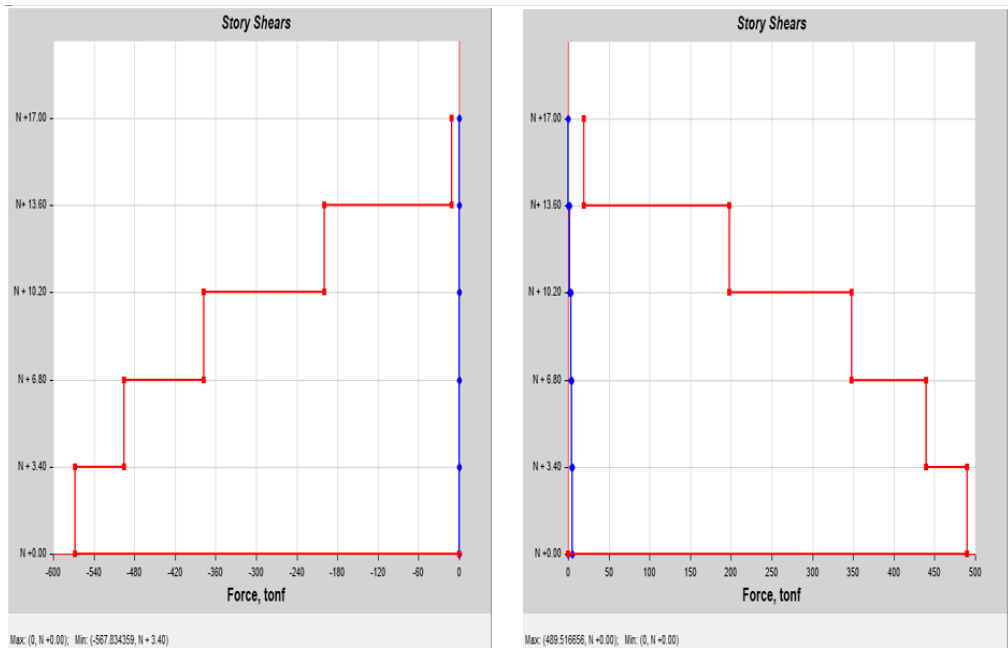


**Fuente:** Etabs V18.1.1

**Figura 110:** Cortante Basal Estático  $S_y$  – Cortante Basal Dinámico  $E_y$

(a) Cortante Estático Y

(b) Cortante Dinámico Y



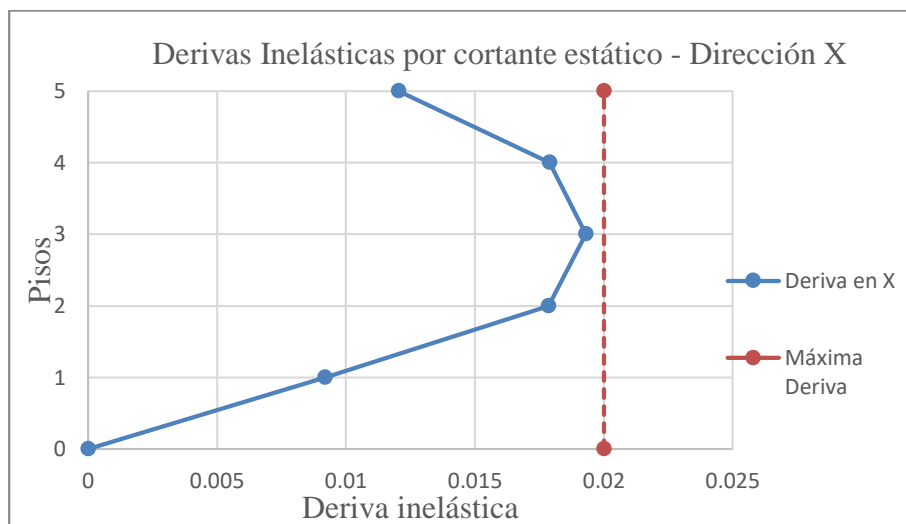
**Fuente:** Etabs V18.1.1

- **Derivas de piso**

La Norma Ecuatoriana NEC-SE-DS en la sección 4.2.2. indica que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar el límite del valor 0.02 establecido para la deriva inelástica.

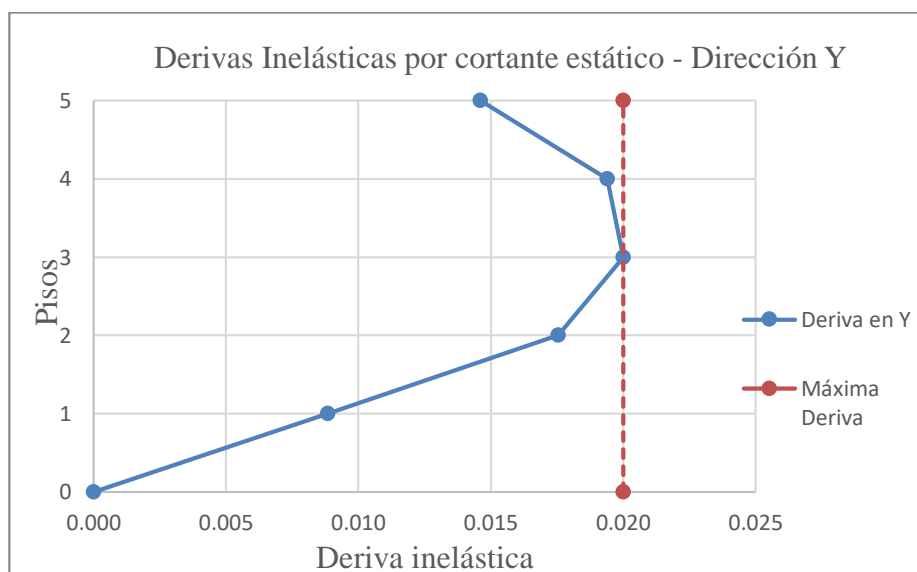
**Derivas por cortante estático**

**Figura 111:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 112:** Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y

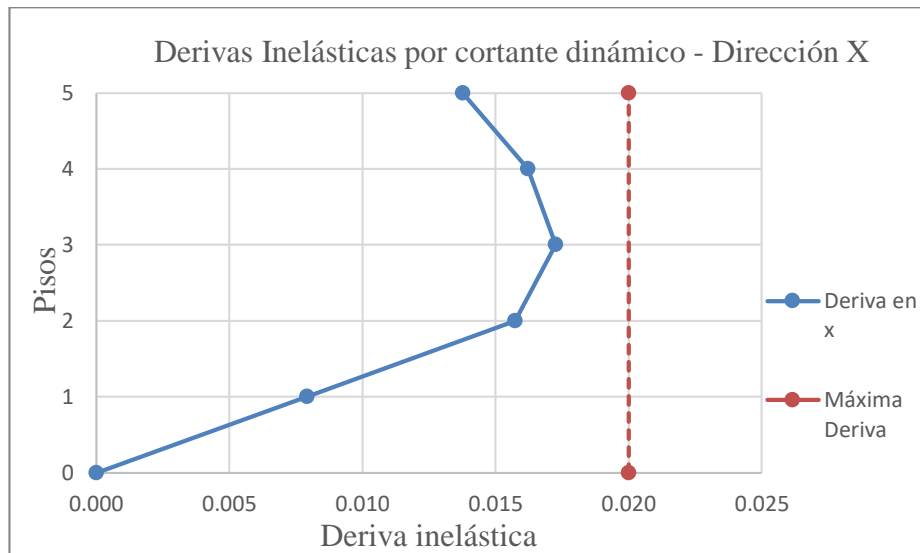


**Fuente:** Fátima Llugsha

En las derivas inelásticas en la dirección X y Y causadas por cortantes estáticos son menores al 0.02 (2%), el valor más alto de la deriva es en el nivel N+10.20 con un valor de 1.93% en la dirección X y en Y con un valor de 2%

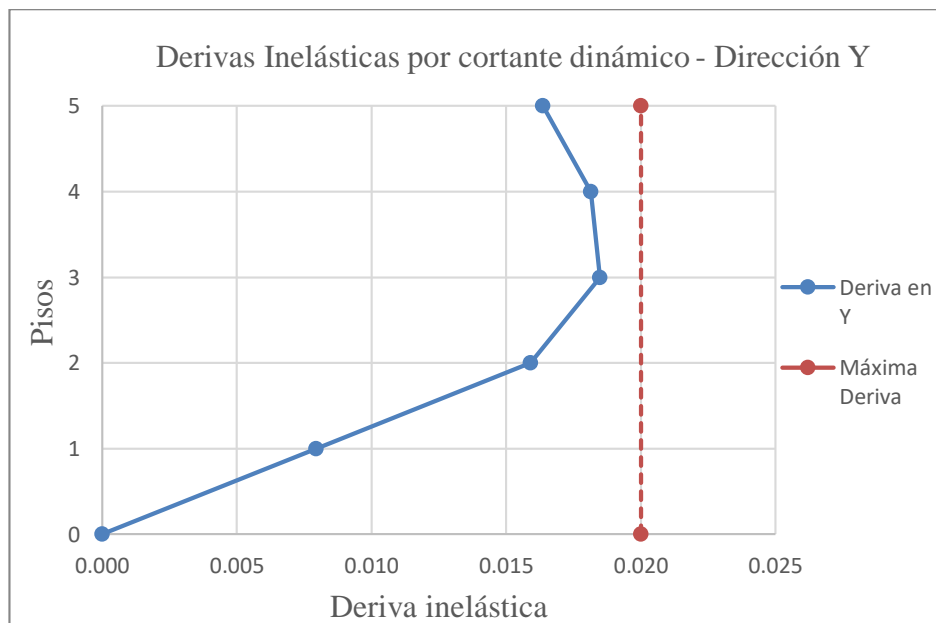
### Derivas por cortante dinámico

**Figura 113:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 114:** Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y



**Fuente:** Fátima Llugsha

En las derivas inelásticas en la dirección X y Y causadas por cortantes dinámicos son menores al 0.02 (2%), el valor más alto de la deriva es en el nivel N+10.20 con un valor de 1.73% en la dirección X y en Y con un valor de 1.85%.

**Tabla 79:** Derivas de piso

Derivas Estáticas X				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.002008	0.012048	1.20%	Cumple
N+ 13.60	0.002982	0.017892	1.79%	Cumple
N + 10.20	0.003216	0.019296	1.93%	Cumple
N + 6.80	0.002976	0.017856	1.79%	Cumple
N + 3.40	0.001532	0.009192	0.92%	Cumple
N +0.00	0.000000	0	0.00%	Cumple
Derivas Estáticas Y				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.002435	0.01461	1.46%	Cumple
N+ 13.60	0.003233	0.01940	1.94%	Cumple
N + 10.20	0.003335	0.02000	2.00%	Cumple
N + 6.80	0.002924	0.01754	1.75%	Cumple
N + 3.40	0.001474	0.00884	0.88%	Cumple
N +0.00	0.000000	0.00000	0.00%	Cumple
Derivas Dinámicas X				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.002294	0.01376	1.38%	Cumple
N+ 13.60	0.002704	0.01622	1.62%	Cumple
N + 10.20	0.002877	0.01726	1.73%	Cumple
N + 6.80	0.002623	0.01574	1.57%	Cumple
N + 3.40	0.001320	0.00792	0.79%	Cumple
N +0.00	0.000000	0.00000	0.00%	Cumple
Derivas Dinámicas Y				
Piso	$\Delta E$	$\Delta M$	$\Delta M\%$	Observación
N +17.00	0.002727	0.0164	1.64%	Cumple
N+ 13.60	0.003024	0.0181	1.81%	Cumple
N + 10.20	0.003081	0.0185	1.85%	Cumple
N + 6.80	0.002653	0.0159	1.59%	Cumple
N + 3.40	0.001324	0.0079	0.79%	Cumple
N +0.00	0.000000	0.0000	0.00%	Cumple

**Fuente:** Fátima Llugsha

### 3.1.6 Análisis de los elementos estructurales reforzados

Se verifica que la capacidad de los elementos estructurales reforzados que conforman el edificio, sean capaces de resistir las fuerzas de demanda con el reforzamiento propuesto se selecciona el pórtico y la viga con mayor demanda, para la viga se utilizará platinas (St) a cada 30cm únicamente se coloca por necesidades constructivas, pero no intervendrá en el cálculo del programa.

#### Análisis en vigas a flexión

Primero se determina la capacidad resistente de la viga con el reforzamiento propuesto para flexión, se calculó el momento de fluencia  $M_y$  y momento último  $M_u$  de la sección, tanto para el acero y el reforzamiento que resiste momentos positivos y negativos, para esto se obtuvo el diagrama momento curvatura con ayuda del SAP, utilizando el método de las fibras. El diagrama momento curvatura expresa el ángulo cuando un elemento se encuentra a flexión de acuerdo al momento aplicado, de esta manera el diagrama permite observar de forma más clara el comportamiento no lineal de las vigas de concreto reforzado que funcionan en conjunto [38].

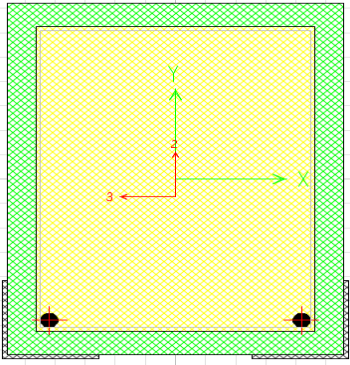
**Tabla 80:** Datos de la viga 35x45

Datos de Viga			Datos de Viga Reforzada		
h viga	45.00	cm	Acero	A36	
b viga	35.00	cm	$f_y$	2530	kg/cm <sup>2</sup>
rec	2.50	cm	Ángulo L 100X5		
d	40.60	cm	Área	9.75	cm <sup>2</sup>
Ø estribo	10	mm	Platina 100x6		
St(cm)	10.00	cm	Área	6.00	cm <sup>2</sup>
#Varill Sup	4	u	Platina de 50x100x5		
Ø varill Sup	18	mm	Área	5.00	cm <sup>2</sup>
As sup	10.18	cm <sup>2</sup>	St	30.00	cm
$\rho$	0.71%		Platina de 50x320x5		
#Varill inf	2	u	Área	16.00	cm <sup>2</sup>
Ø varill inf	18	mm	St	30.00	cm
As inf	5.09	cm <sup>2</sup>			
$\rho'$	0.41%				
$f'_c$	240.00	kg/cm <sup>2</sup>			
$f_y$	4200.00	kg/cm <sup>2</sup>			

**Fuente:** Fátima Llugsha

El análisis se realiza solo para los aceros que resisten a esfuerzos de tracción, el momento negativo se encuentra en la parte superior de la viga, para analizar la viga se modela de forma inversa para representar que el perfil de refuerzo y el acero se encuentran trabajando a flexión.

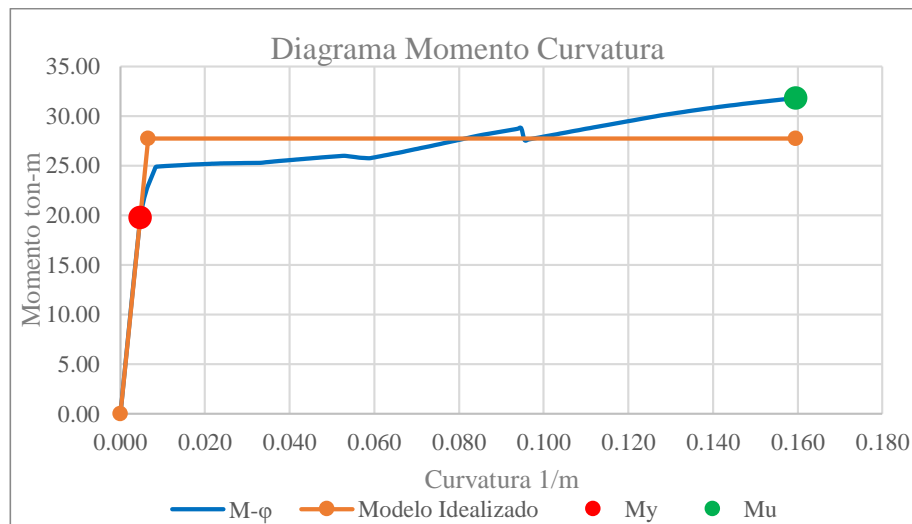
**Tabla 81:** Momento positivo resistente de viga reforzada 35x45



Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
My (ton-m)	$\varphi(y)$	Mu	$\varphi(u)$
19.77	0.00469	31.7825	0.1596

**Fuente:** Fátima Llugsha

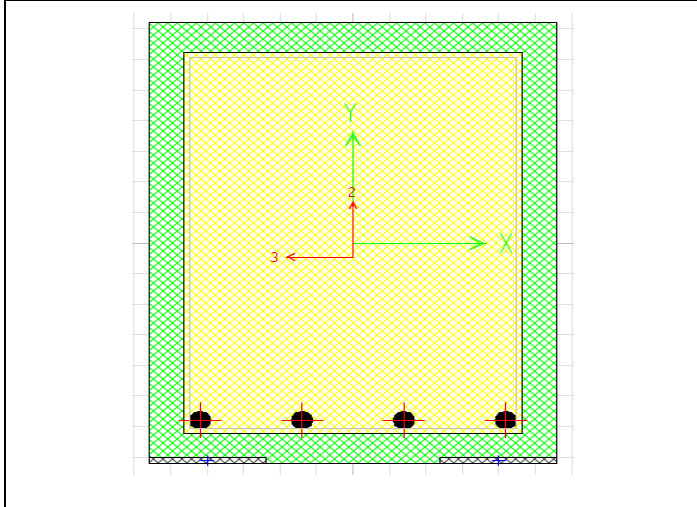
**Figura 115:** Diagrama momento curvatura de viga reforzada 35x45 para momento positivo



**Fuente:** Fátima Llugsha



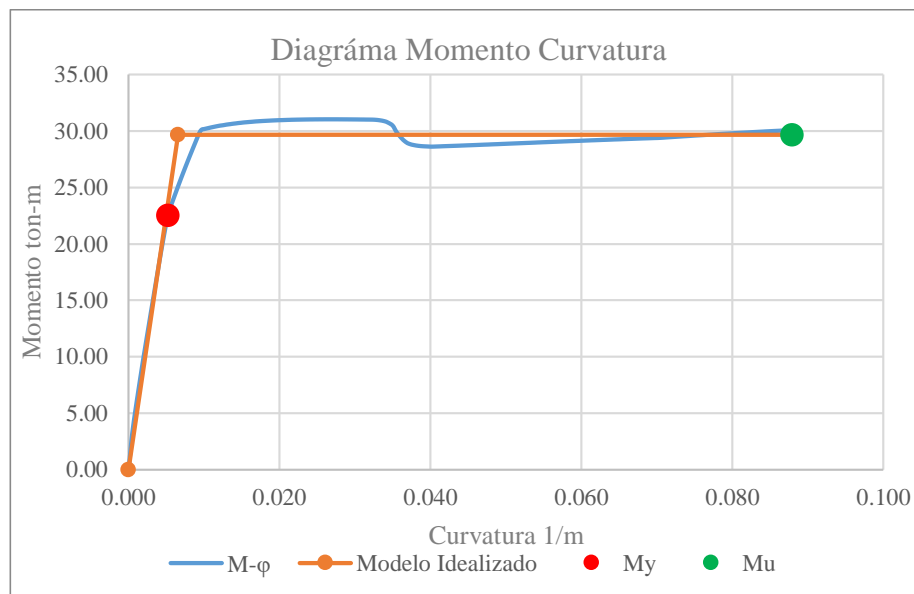
**Tabla 82:** Momento negativo resistente de viga reforzada 35x45



Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
My (ton-m)	$\phi(y)$	Mu	$\phi(u)$
23.40	0.00523	30.09	0.0879

**Fuente:** Fátima Llugsha

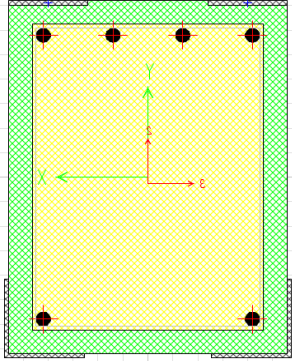
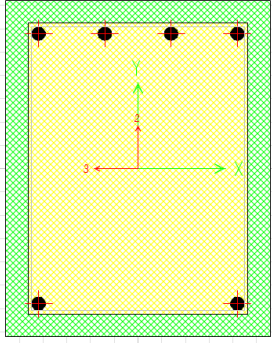
**Figura 116:** Diagrama momento curvatura de viga reforzada 35x45 para momento negativo



**Fuente:** Fátima Llugsha

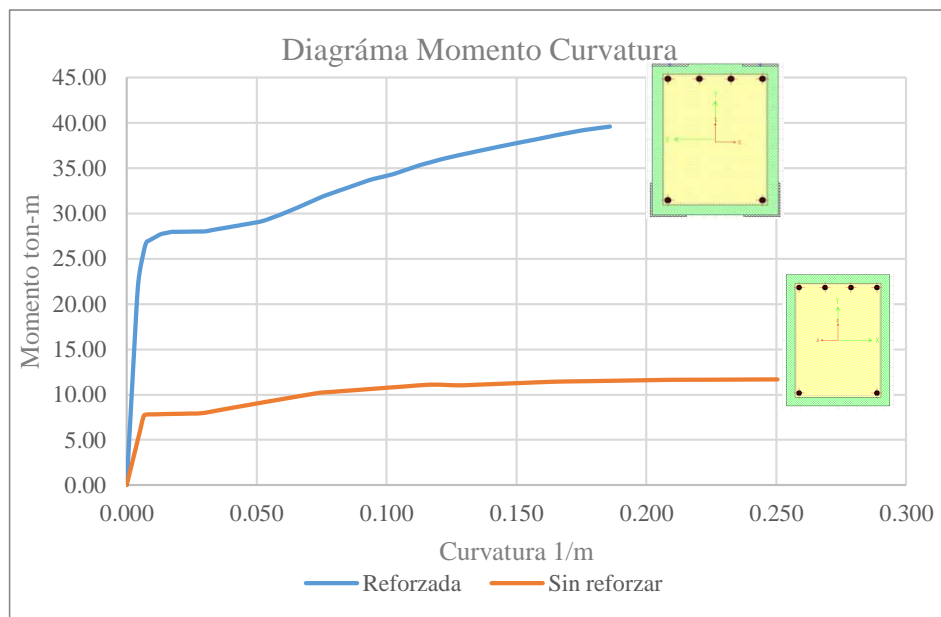
Se compara los diagramas momento – curvatura de la viga reforzada y sin reforzar para observar el cambio de resistencia en la viga al aplicar el encamisado de acero

**Tabla 83:** Resistencia de viga reforzada frente a la viga sin reforzar

Viga reforzada				Viga sin reforzar			
							
Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última	Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
$M_y$ (ton-m)	$\varphi(y)$ (1/m)	$M_u$ (ton-m)	$\varphi(u)$ (1/m)	$M_y$ (ton-m)	$\varphi(y)$ (1/m)	$M_u$ (ton-m)	$\varphi(u)$ (1/m)
20.96	0.00411	39.56	0.186	7.62	0.00662	11.65	0.2505

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 117:** Comparación de viga reforzada frente a la viga sin reforzar

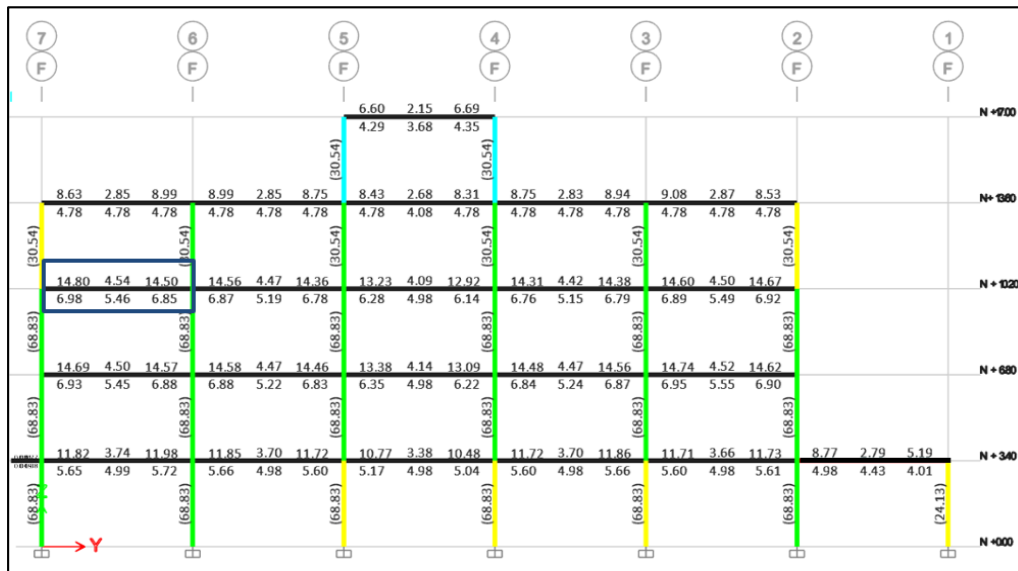


**Fuente:** Fátima Llugsha

Con los datos obtenidos se puede chequear si la viga resiste las cargas de demanda, los valores de momento de fluencia obtenidos, son valores que no se han aplicado

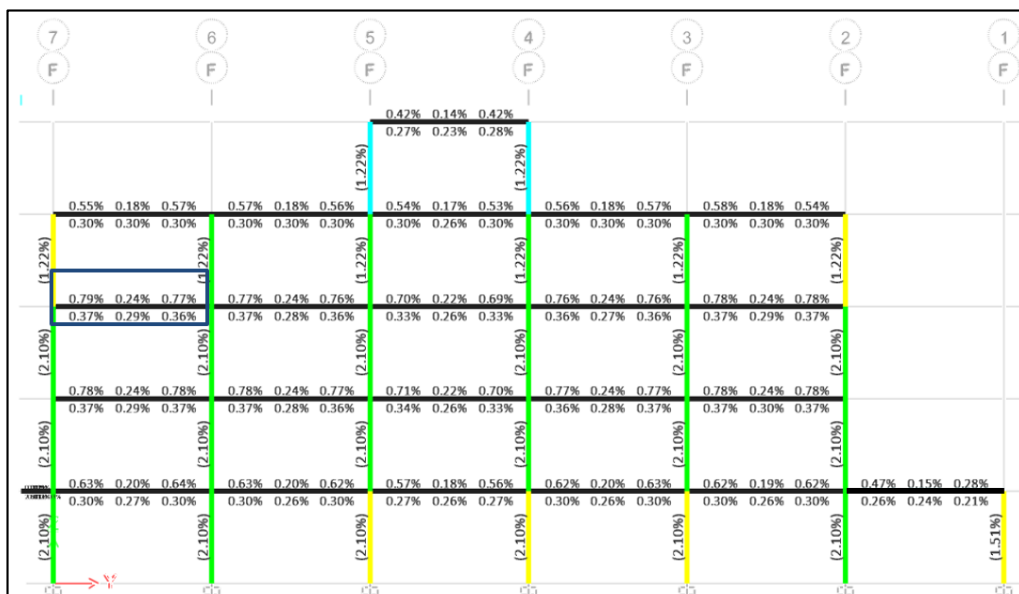
factores de seguridad, por lo que se debe multiplicar con el valor de 0.9, factor de seguridad correspondiente a elementos a flexión. El pórtico más demandado que arroja los resultados más críticos para flexión en vigas es el que se presenta en la siguiente figura.

**Figura 118:** Acero requerido en viga en pórtico de mayor demanda



Fuente: Etabs V18.1.1

**Figura 119:** Cuantía de acero requerido en viga en pórtico de mayor demanda



Fuente: Etabs V18.1.1

**Tabla 84:** Momento de diseño y refuerzo por momento en viga reforzada 35x45

Viga reforzada (35*45) eje 3						
	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 (+2ejes)	20.93		14.80		4.98	14.80
Inferior (-2 ejes)		10.46		6.68	4.98	6.68

**Fuente:** Etabs V18.1.1

**Tabla 85:** Momento de diseño y momento resistente en viga reforzada 35x45

<b>(-) ØMy (ton-m)</b>	<b>(-) M de diseño (ton-m)</b>
21.06	20.93
<b>(+) ØMy (ton-m)</b>	<b>(+) M de diseño (ton-m)</b>
17.79	10.46

**Fuente:** Fátima Llugsha

Como se observa en la tabla 85 el momento resistente de la viga reforzada es superior al momento de diseño, la incorporación del reforzamiento cumple con el objetivo de resistir los momentos en viga, se redujo el momento de diseño de la viga reforzada de 25.06 ton-m a 21.06 ton-m para momentos negativos y 12.53 ton-m a 10.46 ton-m para momentos positivos.

### Análisis a corte

Se presenta los resultados de las fuerzas cortantes de diseño de la viga reforzada más demandada.

**Tabla 86:** Momento de diseño y momento resistente en viga reforzada 35x45

Cote/Torsión para $V_{u2}$ y $T_u$				
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	17.80	0.413	-20.93	0.00
Fuerzas de Diseño				
Factorizado $V_{u2}$ (Ton)	Factorizado $M_{u3}$ (Ton)	Diseño $V_{u2}$ (Ton)	Capacidad $V_p$ (Ton)	Gravedad $V_g$ (Ton)

13.39	6.48	17.80	7.84	9.96
-------	------	-------	------	------

**Fuente:** Etabs V18.1.1

Con los datos obtenidos se verifica que cumpla con el acero mínimo con la fórmula de norma ACI 318-14.

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} \frac{b * s}{f_y} \geq 0.035 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{240\text{kg/cm}^2} \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2} \geq 0.035 * \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{v\text{mín}} = 0.0806 \geq 0.0291$$

$$A_{vs \text{ calculado}} \geq A_{v \text{ mín}}$$

$$0.102 > 0.0806 \text{ **Cumple**}$$

### **Análisis a torsión**

**Tabla 87:** Resumen a torsión

Fuerza de torsión y refuerzo a torsión $T_u$				
$T_u$ (Ton - m)	$\phi T_{th}$ (Ton - m)	$\phi T_{cr}$ (Ton - m)	Área $A_o$ (m <sup>2</sup> )	Perímetro $P_h$ (m)
0.413	0.507	2.029	0.084	1.274

**Fuente:** Etabs V18.1.1

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

$$(0.413 < 0.507) \text{ Ton. m}$$

No se requiere armadura ya que los efectos a torsión se desprecia en este caso.

### **Análisis en columnas**

Se verifica nuevamente que la relación demanda capacidad de las columnas estén por debajo de 1, se analiza para la columna de 50x50 reforzada y la columna de 40x40 sin reforzar, con el modelamiento de la estructura se obtuvo el pórtico de mayor demanda en la columna de 50x50 como se indica en la figura 117.

**Figura 120:** Demanda capacidad en columna de 50x50, eje F4



Fuente: Etabs V18.1.1

### Chequeo a flexo-compresión

Se construye el diagrama de iteraciones reducida con los factores de reducción de acuerdo a la carga, y se verifica que todas las combinaciones de carga consideradas se encuentren dentro del diagrama, si es así, la sección resiste las cargas de demanda.

**Tabla 88:** Resumen de diseño de la columna 50x50 reforzada con mayor demanda

Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud	b	h	dc
			(m)	(m)	(m)	(m)
N+3.40	C24	50*50	3.40	0.50	0.50	0.044
Fuerza de diseño y Momento de diseño $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
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
134.24	-19.53	-22.38	4.12	4.12	2.10	0.73

Fuente: Etabs V18.1.1

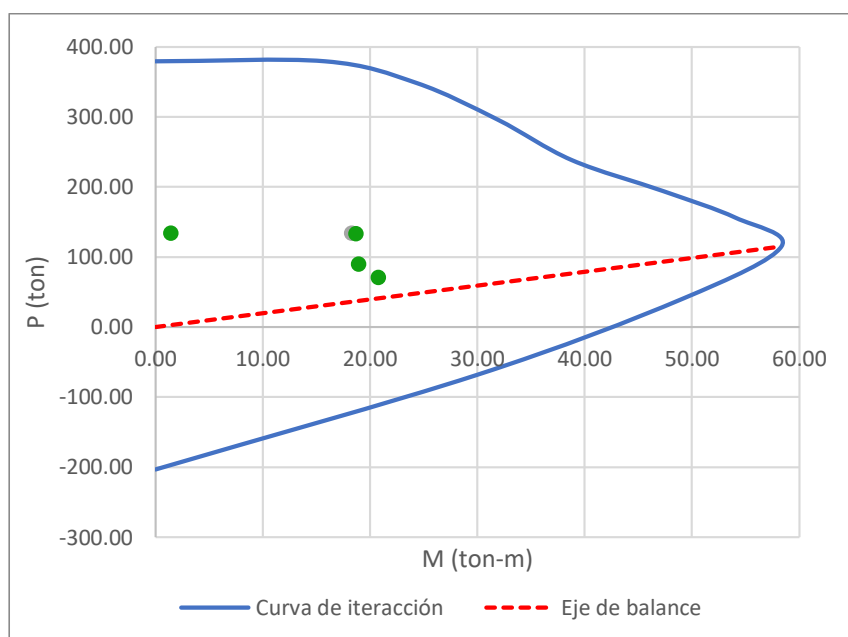
**Tabla 89:** Datos de curva de iteración, columna de 50x50 reforzada

Puntos	P (Ton)	M3 (ton-m)
1	379.33	0.00
2	379.33	15.80

3	348.37	24.32
4	296.11	31.88
5	238.34	38.79
6	194.19	47.29
7	156.17	54.04
8	115.13	58.34
9	39.99	49.05
10	-68.59	29.87
11	-203.14	0.00

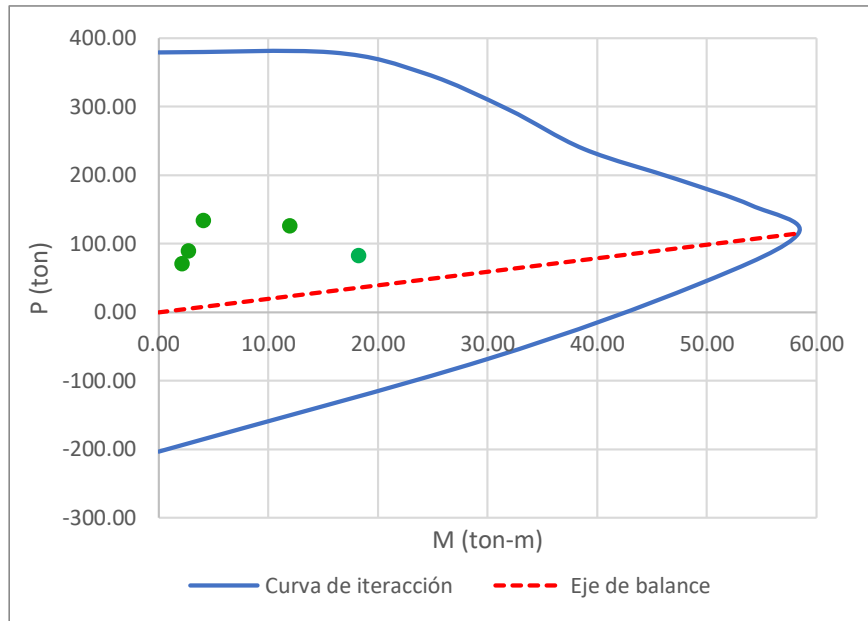
**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 121:** Curva de iteración, columna de 50x50 reforzada, dirección X



**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 122:** Curva de iteración, columna de 50x50 reforzada, dirección Y



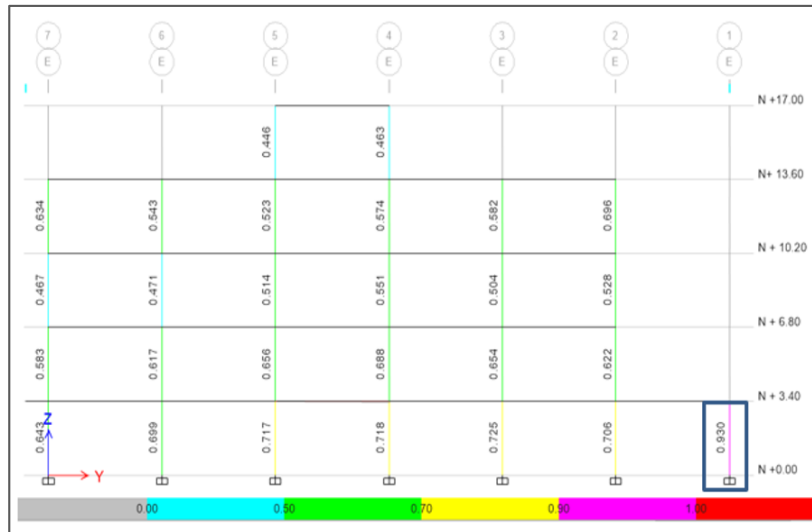
**Fuente:** Fátima Llugsha

Se puede observar en el diagrama de interacciones de la columna de 50x50 los valores de los puntos de momento ( $M_n$ ) y carga axial ( $P_n$ ) obtenidos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de la curva, la columna no se encuentra sobre esforzada lo cual soporta dichas solicitaciones de carga. Los puntos se encuentran sobre la zona balanceada presentando un comportamiento a compresión, en donde la falla es producida por el aplastamiento del hormigón y la tensión del acero es menor a la tensión de fluencia, además la se encuentra trabajando a una capacidad de 0.730, siendo un valor óptimo para la sección.

Como se mencionó anteriormente, la columna de 40x40 debe ser analizada para verificar que su demanda/capacidad este por debajo del límite de 1.

**Figura 123:** Demanda capacidad en columna de 40x40, eje E1





Fuente: Etabs V18.1.1

Tabla 90: Resumen de diseño de la columna 40x40 con mayor demanda

Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud	b	h	dc
			(m)	(m)	(m)	(m)
N+3.40	C3	40*40	3.40	0.4	0.4	0.043
Fuerza de diseño y Momento de diseño $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$						
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
8.12	-10.93	-8.89	0.22	0.22	1.51	0.93

Fuente: Etabs V18.1.1

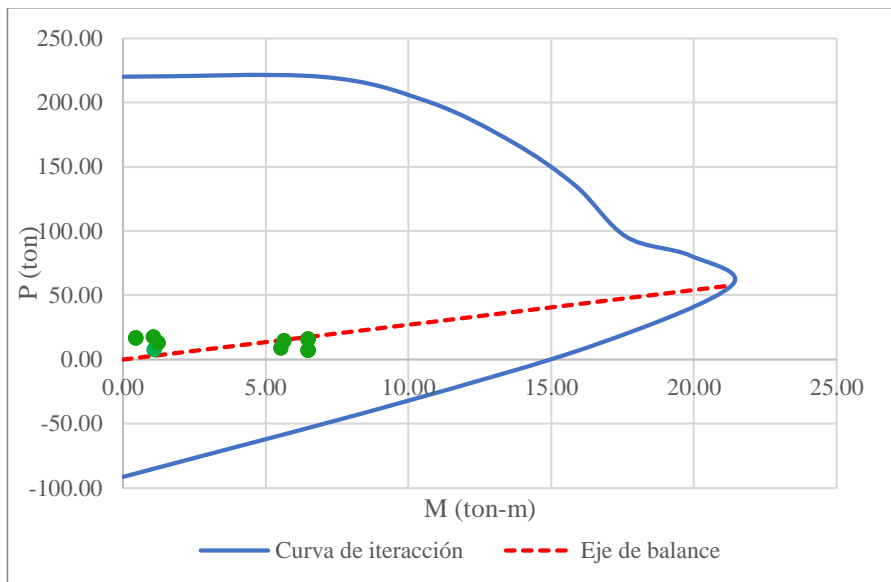
Tabla 91: Datos de curva de iteración, columna de 40x40

Puntos	P (Ton)	M3 (ton-m)
1	220.10	0.00
2	220.10	6.93
3	200.73	10.69
4	169.35	13.63
5	135.36	15.85
6	95.36	17.64
7	80.80	19.88
8	57.46	21.33

9	11.95	16.63
10	-35.48	9.47
11	-91.62	0.00

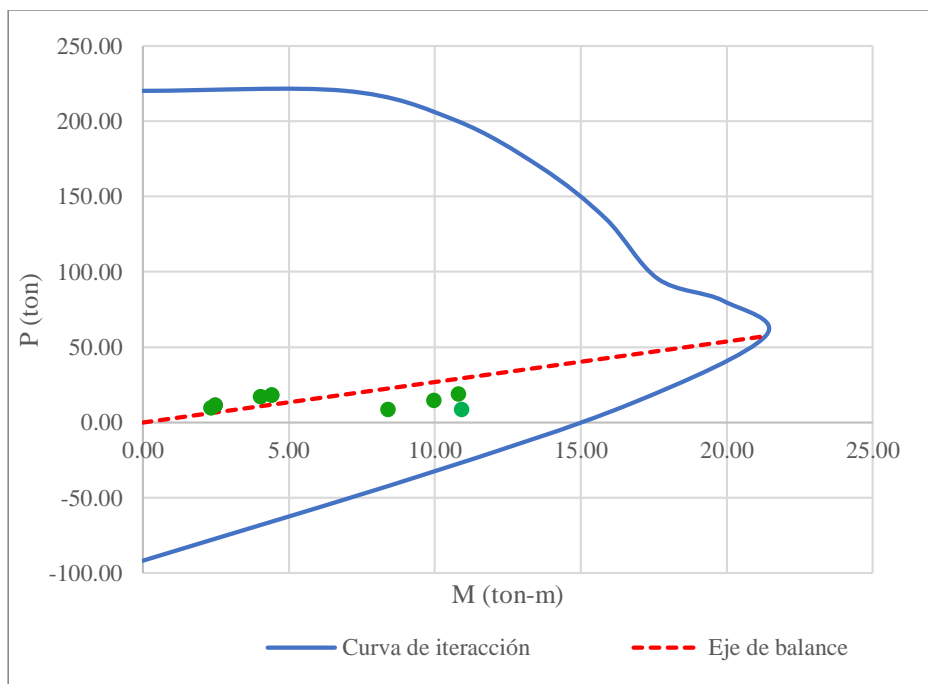
Fuente: Fátima Llugsha

Figura 124: Curva de iteración, columna de 40x40, dirección X



Fuente: Fátima Llugsha

Figura 125: Curva de iteración, columna de 40x40, dirección X



Fuente: Fátima Llugsha

La columna de 40x40 también resiste las distintas combinaciones de carga en ambos sentidos porque las cargas se encuentran dentro del diagrama, la sección más crítica se encuentra trabajando a 0.930 de demanda/capacidad, aunque se encuentre cerca al límite, no representa el fallo de la sección.

### 3.1.7 Análisis estático no lineal con la implementación del reforzamiento

El análisis no lineal se lo realiza en el software SAP 2000, para poder analizar la formación de las rótulas plásticas de cada sección considerando al hormigón confinado que ha sido modelada y analizada bajo el diagrama momento curvatura mediante el método de las fibras.

#### Formación de rótulas plásticas

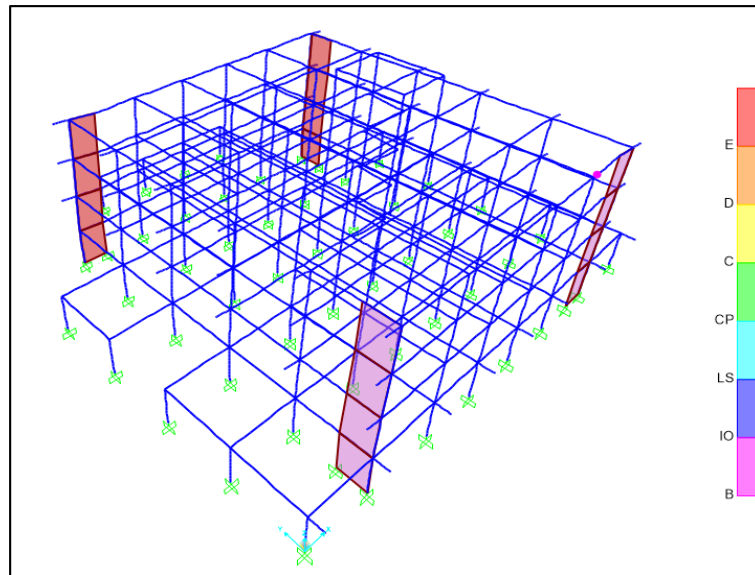
Tabla 92: Rótulas plásticas, dirección X

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (cm)	V (Ton)	
1	Ocupación inmediata	1 rótula	Vigas	2.2615	399.43
3	Ocupación inmediata	213 rótulas	Vigas	13.5492	1638.07
			Columnas		
	Seguridad de vida	39 rótulas	Vigas		
15	Ocupación inmediata	51 rótulas	Vigas	40.1517	2793.22
			Columnas		
	Seguridad de vida	174 rótulas	Vigas		
			Columnas		
Prevención de colapso	4 rótulas	Vigas			
		Columnas			
16	Ocupación inmediata	40 rótulas	Vigas	50.1515	3176.38
			Columnas		

	Seguridad de vida	154 rótulas	Vigas		
	Prevención de colapso		14 rótulas		
			Vigas		
			Columnas		

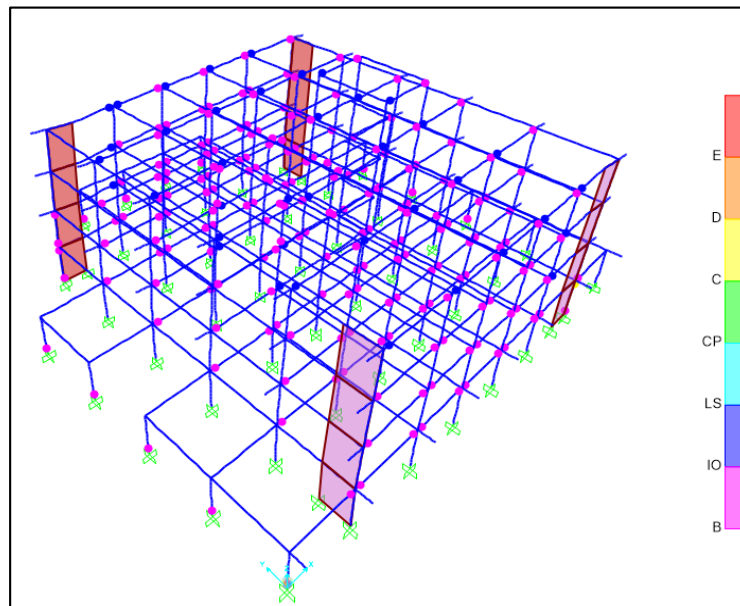
**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 126:** Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 1



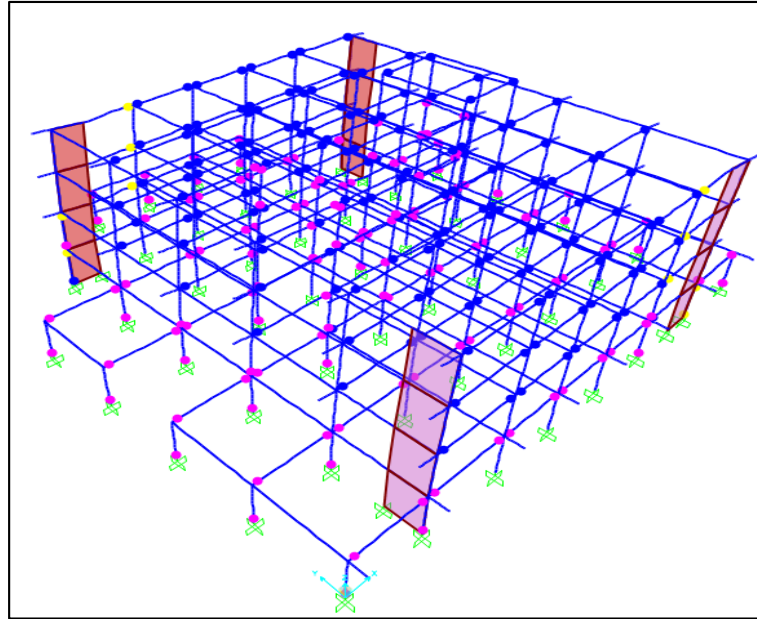
**Fuente:** SAP 2000

**Figura 127:** Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 3



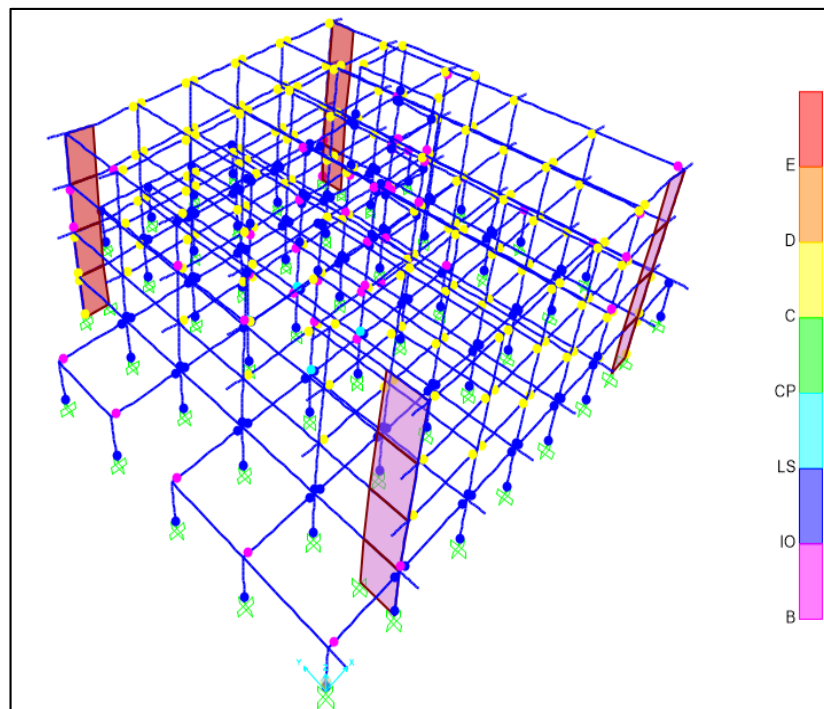
Fuente: SAP 2000

Figura 128: Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 15



Fuente: SAP 2000

Figura 129: Formación de rótulas plásticas, dirección X, paso 16



Fuente: SAP 2000

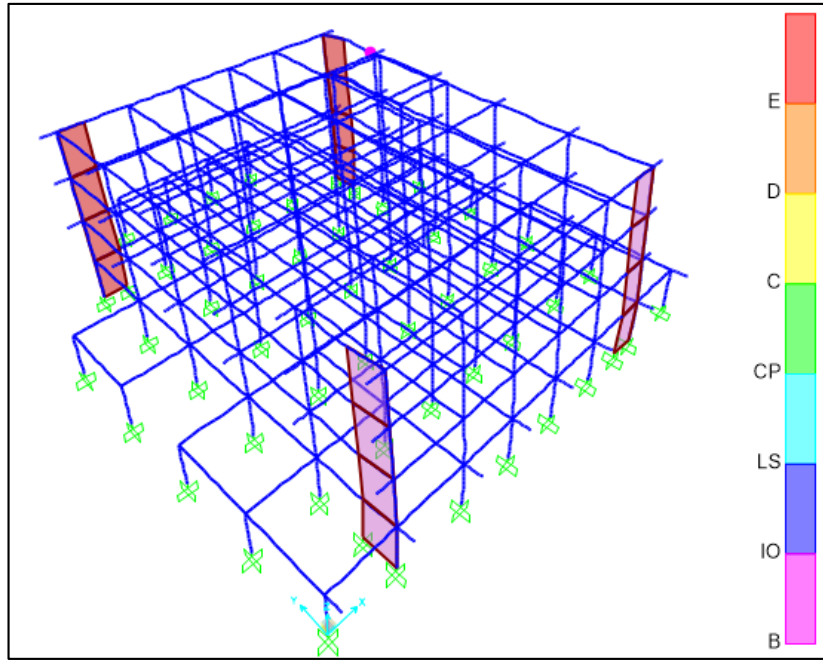
La primera rótula plástica se ha formado en la viga, alcanzado el nivel de ocupación inmediata a un desplazamiento y cortante de 2.2615 cm y 399.43 ton, respectivamente, luego pasaron a formarse las rótulas plásticas en vigas y columnas a un nivel de seguridad de vida con un desplazamiento de 13.5492 cm y fuerza cortante de 1638.07 ton, en el paso 15 aparecen las rótulas a nivel de prevención de colapso a 40.1517cm y 2793.22ton, finalmente en el último paso la estructura pierde su estabilidad a un desplazamiento de 50.1515cm y fuerza cortante de 3176.38 ton.

**Tabla 93:** Rótulas plásticas, dirección Y

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
1	Ocupación inmediata	1 rótula	Viga	1.9865	355.15
2	Ocupación inmediata	122 rótulas	Vigas	9.0943	1467.88
			Columnas		
	Seguridad de vida	3 Rótula	Vigas		
			Columnas		
19	Ocupación inmediata	166 rótulas	Vigas	27.8713	2653.12
			Columnas		
	Seguridad de vida	170 rótulas	Vigas		
			Columnas		
Prevención de colapso	1 rótulas	Columnas			

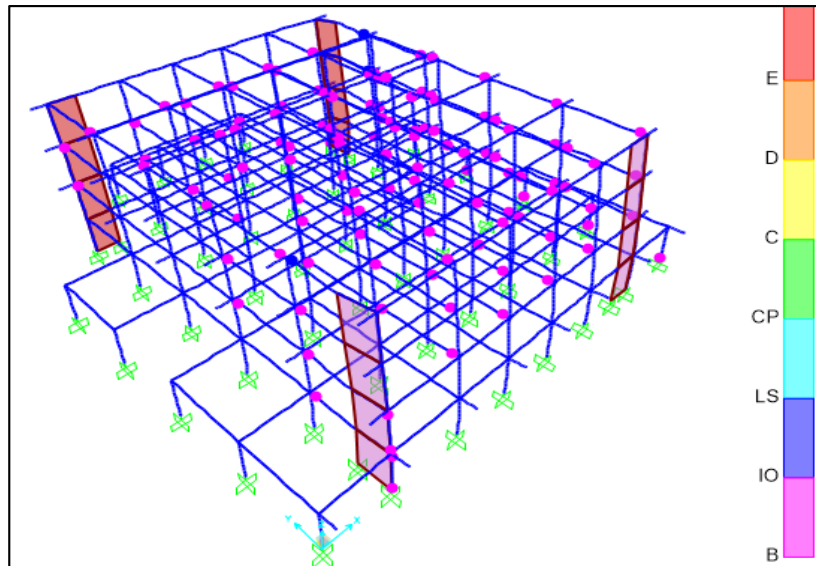
**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 130:** Formación de rótulas plásticas, sentido Y, paso 1



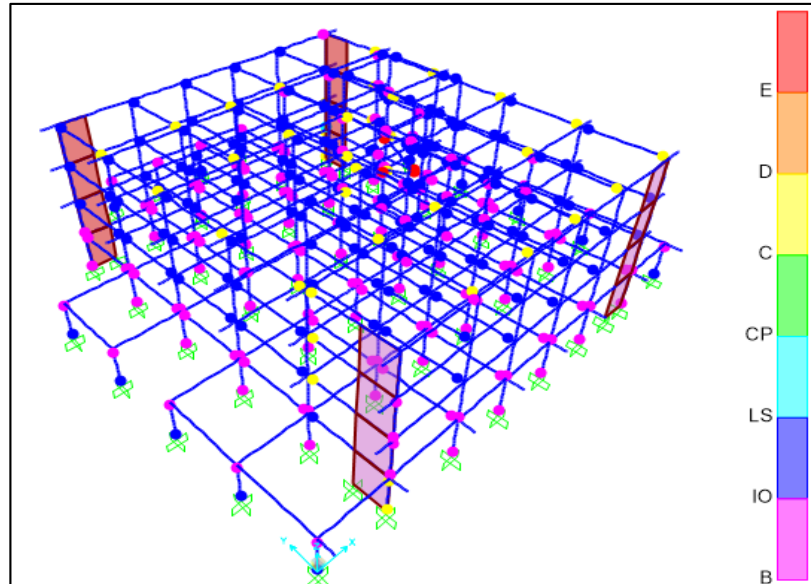
Fuente: SAP 2000

**Figura 131:** Formación de rótulas plásticas, dirección Y, paso 2



Fuente: SAP 2000

**Figura 132:** Formación de rótulas plásticas, dirección Y, paso 19



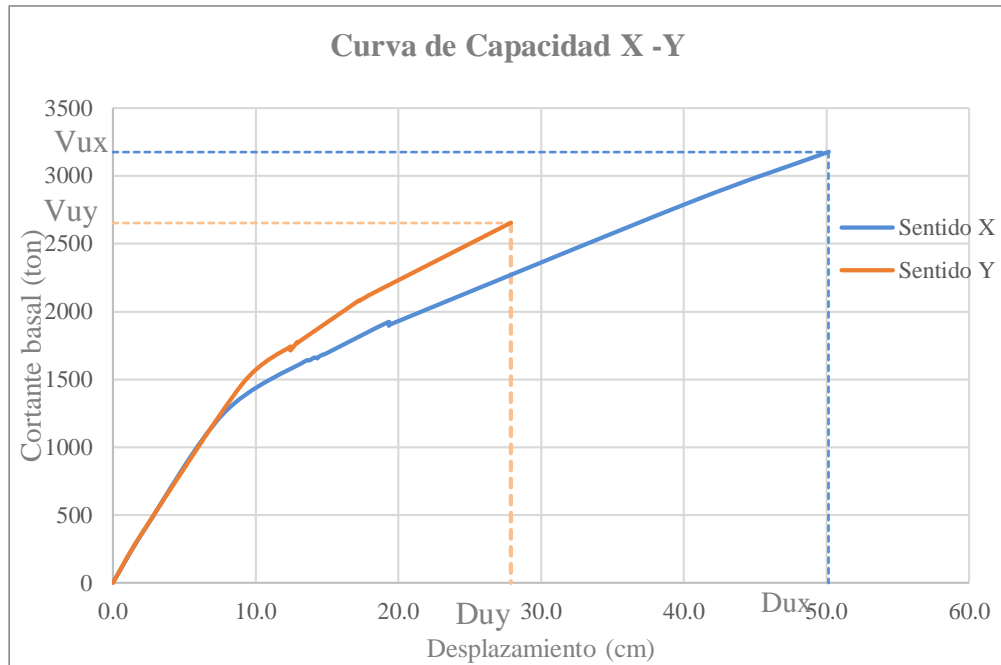
**Fuente:** SAP 2000

Para la dirección Y, la primera rótula plástica se ha formado en la viga, alcanzado el nivel de ocupación inmediata a un desplazamiento y cortante de 1.9865 cm y 355.15 ton, respectivamente, luego pasaron a formarse las rótulas plásticas en vigas y columnas a un nivel de seguridad de vida con un desplazamiento de 9.0943 cm y fuerza cortante de 1467.88 ton, en último paso aparecen las rótulas a nivel de prevención de colapso en columna a 27.8713 cm y 2653.12 ton, donde representa el colapso de la estructura.

### 3.1.7.1 Curva de capacidad de la estructura reforzada

**Figura 133:** Curva de capacidad de la estructura reforzada, dirección X e Y





**Fuente:** SAP 2000

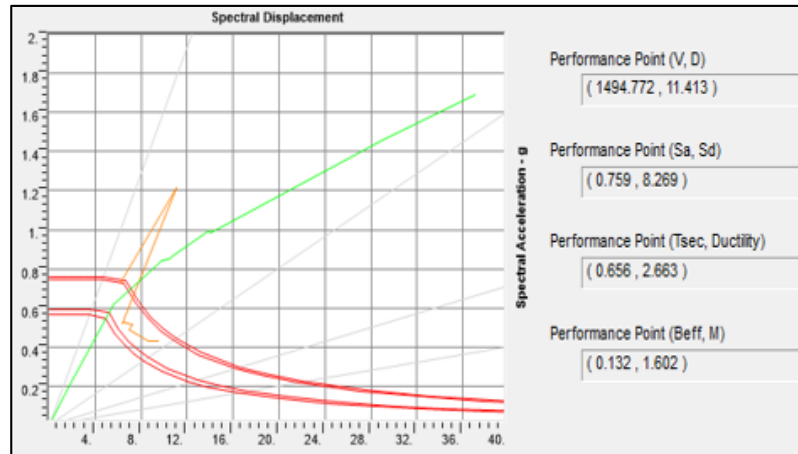
Se ha determinado el punto de desempeño para los niveles de amenaza sísmica considerados en la dirección X, con el desplazamiento y fuerza cortante alcanzados, necesarios para la evaluación del nivel de desempeño.

### 3.1.7.2 Análisis del desempeño

Una vez obtenida la curva de capacidad de la estructura, se verifica el punto de desempeño alcanzado en la edificación reforzada en ambos sentidos de análisis, utilizando el método de Fema 440 de linealización equivalente del programa Sap.

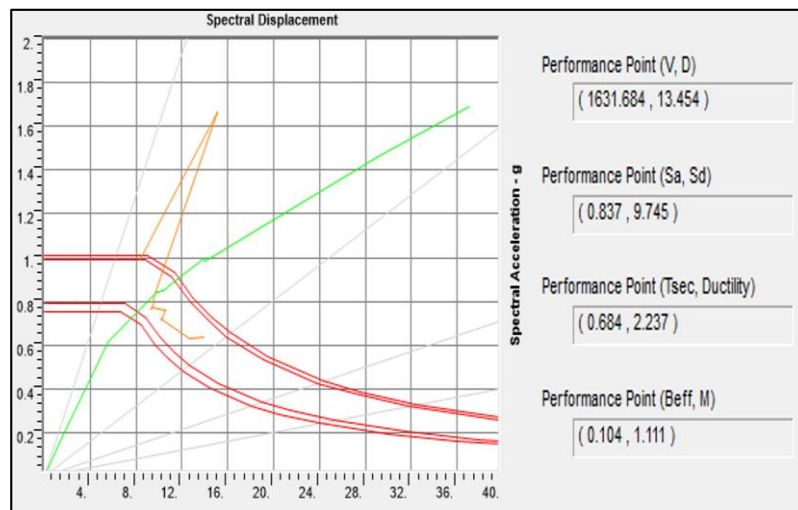
#### Punto de desempeño dirección X

**Figura 134:** Punto de desempeño, espectro frecuente, dirección X



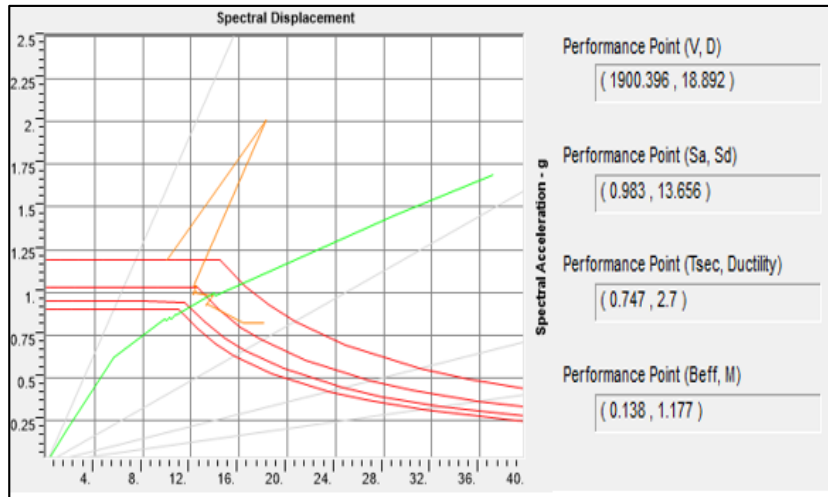
Fuente: SAP 2000

Figura 135: Punto de desempeño, espectro ocasional, dirección X



Fuente: SAP 2000

Figura 136: Punto de desempeño, espectro raro, dirección X



Fuente: SAP 2000

Figura 137: Punto de desempeño, espectro muy raro, dirección X



Fuente: SAP 2000

Se ha determinado el punto de desempeño para los niveles de amenaza sísmica considerados en la dirección X, con el desplazamiento y fuerza cortante alcanzados, necesarios para la evaluación del nivel de desempeño.

Tabla 94: Resumen de los puntos de desempeño alcanzados

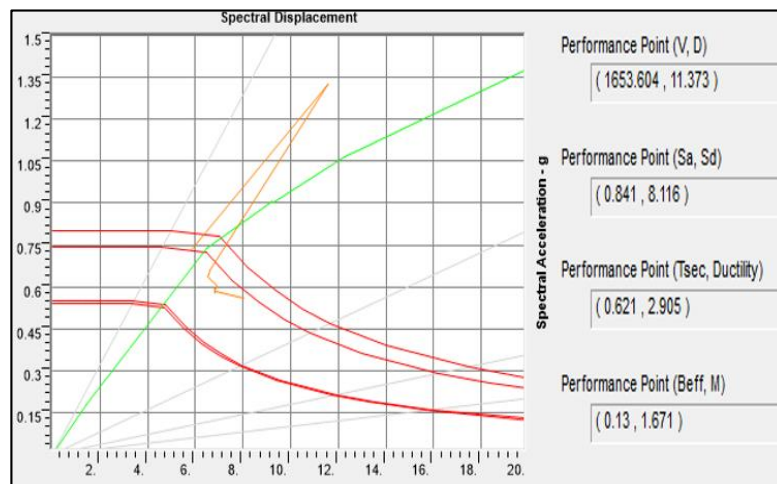
Puntos de desempeño dirección X		
Nivel del sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
Frecuente	11.41	1494.77
Ocasional	13.45	1631.68

Raro	18.89	1900.40
Muy raro	36.10	2619.33

**Fuente:** Fátima Llugsha

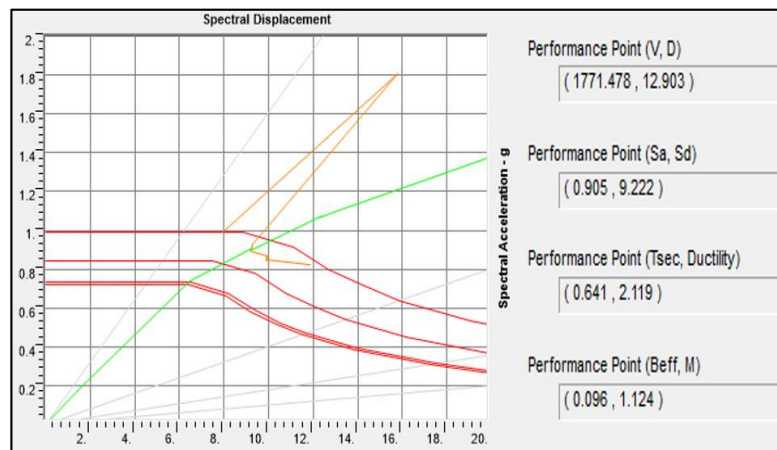
**Punto de desempeño dirección Y**

**Figura 138:** Punto de desempeño, espectro frecuente, dirección Y



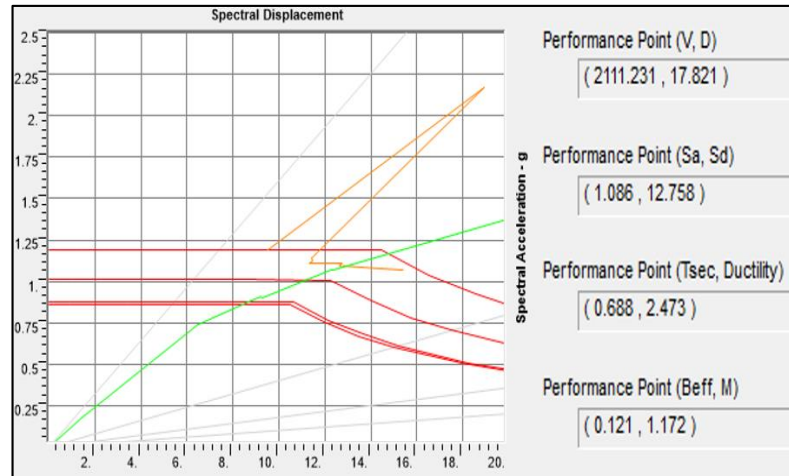
**Fuente:** SAP 2000

**Figura 139:** Punto de desempeño, espectro ocasional, dirección Y



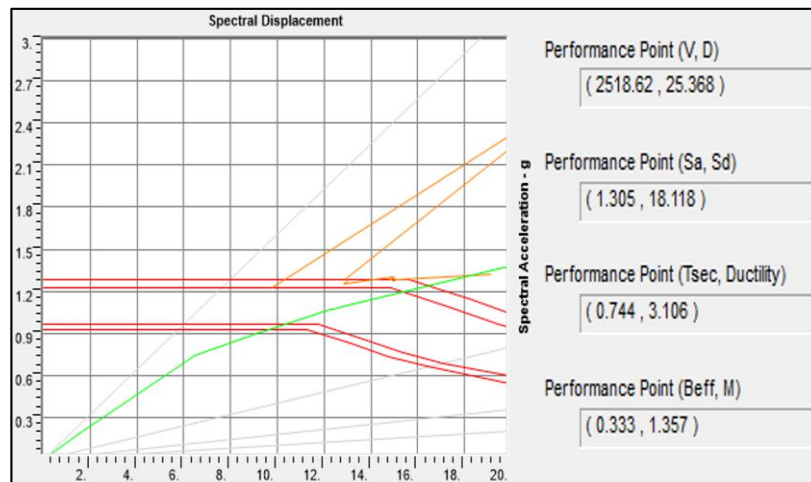
**Fuente:** SAP 2000

**Figura 140:** Punto de desempeño, espectro raro, dirección Y



Fuente: SAP 2000

Figura 141: Punto de desempeño, espectro muy raro, dirección Y



Fuente: SAP 2000

Se ha determinado el punto de desempeño para los niveles de amenaza sísmica considerados en la dirección Y, con el desplazamiento y fuerza cortante alcanzados, necesarios para la evaluación del nivel de desempeño.

Tabla 95: Resumen de los puntos de desempeño alcanzados

Puntos de desempeño dirección Y		
Nivel del sismo	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton)
Frecuente	11.37	1653.60
Ocasional	12.90	1771.48
Raro	17.82	2111.23

Muy raro	25.37	2518.62
----------	-------	---------

**Fuente:** Fátima Llugsha

### 3.1.7.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

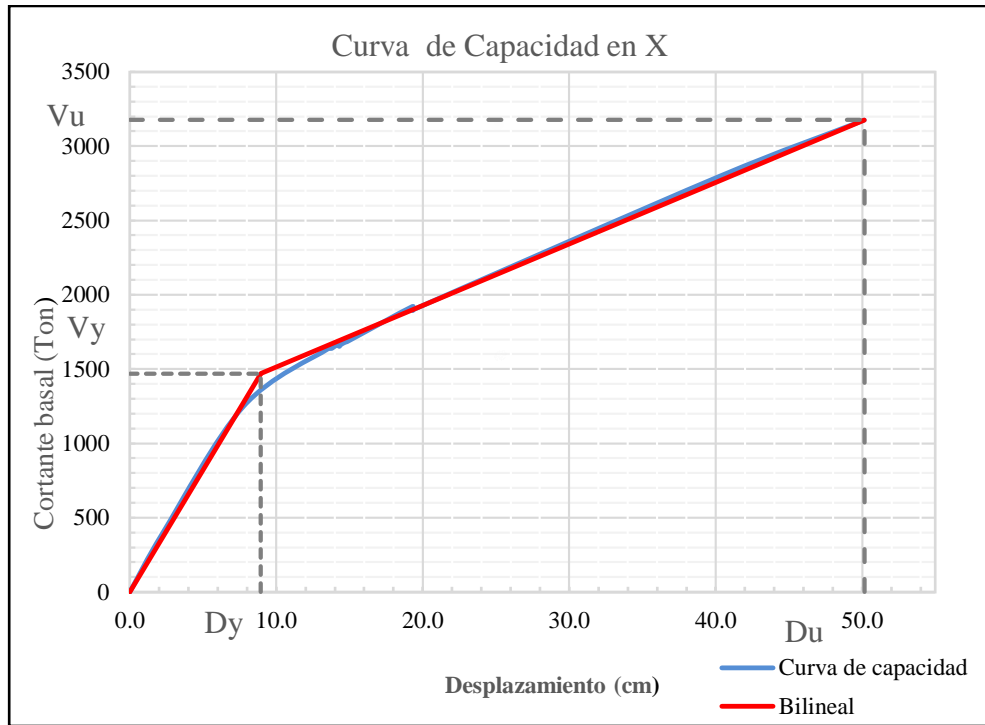
Se construye la curva bilineal de acuerdo el método del FEMA 356 para la posterior evaluación del nivel de desempeño estructural alcanzado.

**Tabla 96:** Puntos para la representación bilineal de la curva capacidad, dirección X

<b>Punto de fluencia efectiva</b>	
<b>Dy (cm)</b>	<b>Vy (Ton)</b>
8.9475	1469.61
<b>Punto antes del colapso</b>	
<b>Du (cm)</b>	<b>Vu (Ton)</b>
50.1515	3176.38
<b>Rigidez inicial</b>	
Ki (ton/m)	17662.517
<b>Rigidez lateral efectiva</b>	
Ke (ton/m)	16424.85
<b>Rigidez pos-elástica</b>	
$\alpha$	0.2522

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 142:** Representación bilineal de la curva de capacidad, dirección X



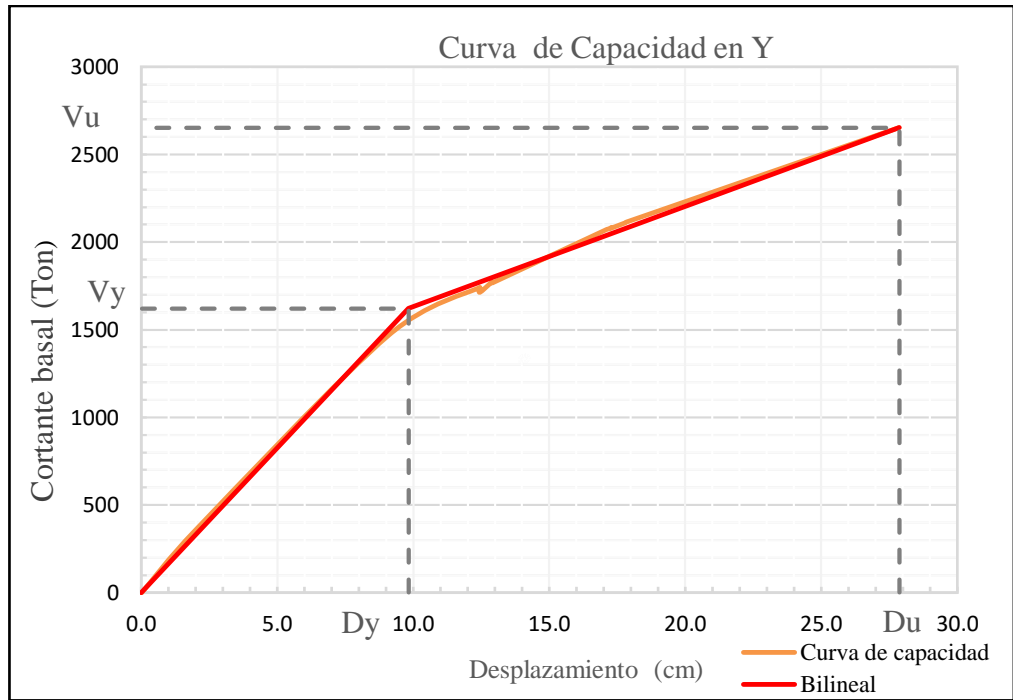
**Fuente:** Fátima Llugsha

**Tabla 97:** Puntos para la representación bilineal de la curva capacidad, dirección Y

<b>Punto de fluencia efectiva</b>	
<b>Dy (cm)</b>	<b>Vy (Ton)</b>
9.8324	1620.71
<b>Punto antes del colapso</b>	
<b>Du (cm)</b>	<b>Vu (Ton)</b>
27.8713	2653.12
<b>Rigidez inicial</b>	
Ki (ton/m)	17878.30
<b>Rigidez lateral efectiva</b>	
Ke (ton/m)	16483.444
<b>Rigidez pos-elástica</b>	
$\alpha$	0.3472

**Fuente:** Fátima Llugsha

**Figura 143:** Representación bilineal de la curva de capacidad, dirección Y

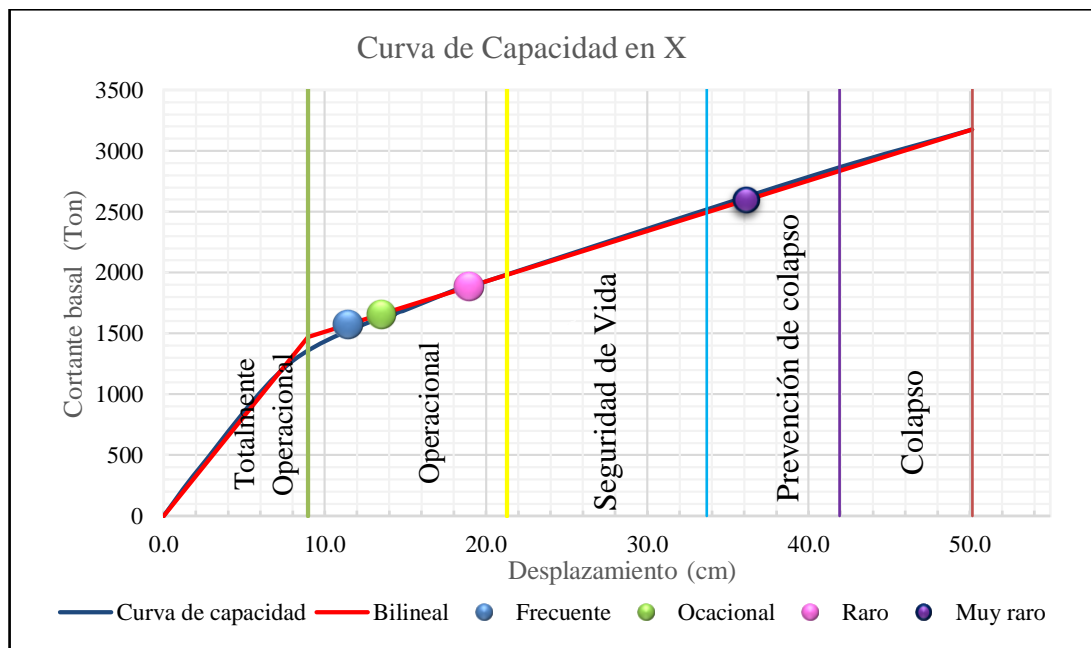


Fuente: Fátima Llugsha

### 3.1.7.4 Evaluación del nivel de desempeño

Se determina nuevamente el comportamiento de la estructura, para los diferentes niveles de amenaza sísmica por medio de la curva capacidad y el punto de desempeño con representación bilineal como se indica en las siguientes figuras.

Figura 144: Niveles de desempeño en dirección X





Fuente: Fátima Llugsha

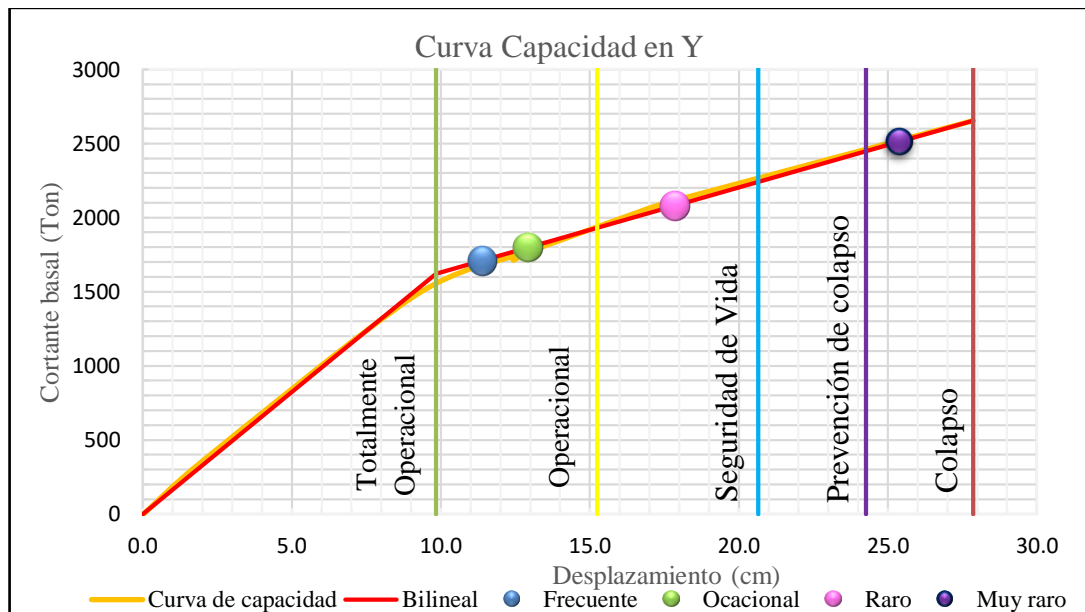
Tabla 98: Niveles de desempeño para la dirección X

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional	X				
Raro		X			
Muy Raro				X	
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

Fuente: Fátima Llugsha

El nivel alcanzado por los sismos frecuentes y ocasionales es totalmente operacional, de acuerdo a la NEC, el nivel esperado para el sismo frecuente es totalmente operacional y para el sismo ocasional el nivel operacional, y como se observa en la tabla cumple con el objetivo, para el sismo raro el nivel esperado es el de seguridad de vida y el nivel que se ha alcanzado es operacional, y por último, para el sismo muy raro, se debe garantizar el no colapso de la estructura, y de acuerdo a los resultados obtenidos, se ha logrado cumplir con todos los objetivos de acuerdo a la NEC.

Figura 145: Niveles de desempeño en dirección Y



Fuente: Fátima Llugsha

**Tabla 99:** Niveles de desempeño para la dirección Y

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente		X			
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

Fuente: Fátima Llugsha

De acuerdo a la evaluación realizada en la dirección Y, se logró cumplir con los objetivos de desempeño de acuerdo a la NEC, para los distintos niveles de amenaza sísmica considerados. Con esto se puede evidenciar que la propuesta de reforzamiento estructural planteada, cumple con todos los requisitos de acuerdo a las normas de construcción.

### 3.1.8 Periodos de vibración fundamental de la estructura con fórmulas empíricas

Se determina el periodo fundamental de la estructura con fórmulas empíricas desarrolladas a base de estudios de vibración ambiental por Midorikawa (1990) y Bard et al (1992).

Midorikawa (1990), considera para el cálculo aproximado del periodo fundamental el número de nivel existentes de la estructura. En este caso se considerará 5 niveles.

**Tabla 100:** Formulas empíricas para el cálculo de periodo fundamental por Midorikawa, (1990)

Ciudad	Tipología estructural	Formulas empíricas	Período Fundamental
Chile - Santiago - Viña del mar	Edificio con Muros de corte	$P = 0.05 N$	$P = 0.25 \text{Seg}$

México	Edificios con pórticos	P = 0.11 N	P = 0.55Seg
Japón	Edificios con pórticos y muro de corte	P = 0.06 N	P = 0.30Seg

**Fuente:** Fatima Llugsha

Bard et al (1992), relaciona la altura para el cálculo aproximado del periodo fundamental de la estructura. Se considerará una altura de 17.00 metros.

**Tabla 101:** Formulas empíricas para el cálculo de periodo fundamental por Bard

Tipología de Resistencia estructural lateral	Formulas empíricas	Período Fundamental H=17.00m
Muros de corte	$P = 0.081\sqrt{H}$	P = 0.33Seg
Aporticado	P = 0.036 H	P = 0.61Seg
Muros de corte + mixto+ mampostería	P = 0.019 H	P = 0.32Seg

**Fuente:** Fatima Llugsha

Con los periodos de vibración obtenidos con fórmulas empíricas se realizará una comparación con los periodos obtenidos por el software Etabs del periodo de estado actual y el periodo obtenido de la propuesta de reforzamiento.

**Tabla 102:** Comparación de los periodos fundamentales de la estructura

Tipología estructural	Formulas empíricas		Periodos de un análisis modal	
	Midorikawa	Bard	Actual	Reforzada
Edificio con Muros de corte	0.25seg	0.33seg		
Edificios con pórticos	0.55seg	0.61seg	0.9314seg	
Edificios con pórticos	0.30seg	0.32seg		0.5904seg

y muro de corte				
-----------------	--	--	--	--

**Fuente:** Fatima Llugsha

De la tabla anterior se puede determinar que el periodo de vibración obtenido por un análisis lineal en estado actual de la estructura es un 38% mayor que el obtenido por formulas empíricas utilizando vibración ambiental, y con el modelo aplicado el reforzamiento un 48.5% mayor.

### 3.1.8 Análisis de la vulnerabilidad sísmica en base a la relación H/T

Según la clasificación de Guendelman et al (2010), determina la vulnerabilidad con la relación de la altura y el periodo de vibración (H/T), para lo cual se realizará el análisis comparativo con el periodo obtenido por formulas empíricas y el periodo obtenido por un análisis modal de la estructura del estado actual y de la estructura aplicada el reforzamiento [45].

**Tabla 103:** Vulnerabilidad de las estructuras en relación H/T

	Periodo de Vibración		Relación H/T (m/s)	Índice de Rigidez	Nivel de Daño
	A porticados	A porticados y con muro de corte			
Formulas Empíricas Midorikawa	0.55		30.91	Flexible	Daño estructurales moderado
		0.30	56.67	Normal	Daño no estructural
Formulas Empíricas Bard	0.61		27.87	Flexible	Daño estructurales moderado
		0.32	53.13	Normal	Daño no estructural
Estructura Actual	0.93		18.26	Demasiado Flexible	Daño excesivo probablemente colapso
Estructura Reforzada		0.590	28.81	Flexible	Daño estructurales moderado

**Fuente:** Fatima Llugsha

El periodo fundamental calculado con fórmulas empíricas desarrolladas a base de estudios de vibración ambiental con relación de altura/ Periodo (H/T) dan como resultado que las estructuras aporticada se encuentran en el rango de estructuras flexibles con un nivel de daño estructural moderado y para las estructuras aporticadas y muros de cortante se encuentra en un rango normal con un nivel de daño no estructural.

La relación (H/T) con el periodo de vibración actual el índice de rigidez indica que es demasiado flexible con daño excesivo y probablemente podría sufrir un colapso, similar a lo descrito en el análisis lineal al verificar que las derivas inelásticas son superiores al 2% y el análisis estático no lineal no cumple con el desempeño esperado para estructuras de ocupación especial, presentando un alto grado de vulnerabilidad.

Para la estructura reforzada el índice de rigidez lo clasifica como flexible en la que se podría ocasionar un daño estructural moderado, puede presentar problemas de desplazamientos laterales. Así mismo se verifico con el análisis no lineal en la que se verifico los desplazamientos con derivas que no superaran al 2% según lo establecido por la norma de peligro sísmico, para lo cual se determina que tiene un bajo grado de vulnerabilidad.

### **3.2 Verificación de la Hipótesis**

En relación al análisis realizado aplicando las metodologías de evaluación al edificio de Ciencias Humanas y de la Educación Bloque 2, presenta diferentes grados de vulnerabilidad según el método aplicado. En el análisis del método cualitativo presenta un grado de vulnerabilidad alto según el formato FEMA-154, en el formato de la normativa NEC presenta un grado de vulnerabilidad bajo, en el análisis de vulnerabilidad por el método cuantitativo presenta un grado de vulnerabilidad alto con un posible riesgo a colapso y la estructura no alcanza el nivel de desempeño según lo establecido por la norma NEC-2015 para las demandas sísmicas impuestas, con la propuesta de reforzamiento de muros estructurales y encamisados con acero mejora el comportamiento de la estructura sin afectar su diseño de funcionalidad actual.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1 Conclusiones

- Se concluye de acuerdo al ensayo in-situ realizado del martillo esclerómetro, se ha determinado la resistencia a la compresión del hormigón con un valor promedio de  $240 \text{ kg/cm}^2$  y del ensayo de suelo de penetración estándar (SPT) realizado mediante el número de golpes en donde el valor promedio fue de 39, para lo cual se puede clasificar como un suelo tipo D de acuerdo a la clasificación del tipo de suelo según la normativa NEC-SE-DS- (Peligro sísmico), encontrándose en un intervalo de  $50 > N \geq 15$  y un valor de velocidad de onda de corte entre  $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$  en el cual la velocidad de onda de corte calculado fue de  $290.70 \text{ m/s}$ , y acorde a la clasificación del Sistema Unificado de Suelos (SUCS) se clasifica como un tipo de suelo Arena.
- De acuerdo a la evaluación visual rápida se concluye que el resultado de vulnerabilidad de la metodología según FEMA-154 se obtuvo el puntaje mínimo de acuerdo a los formularios de evaluación con un valor de 0.3 y se considera que la estructura tiene probabilidades de sufrir daños en un evento sísmico, para lo cual se determina que tiene un grado de vulnerabilidad alto, a diferencia de la normativa local NEC-2015 determina un grado de vulnerabilidad sísmica bajo con un valor de 3.2.
- Después de revisar los resultados obtenidos por el análisis de la metodología de vulnerabilidad cualitativa se puede ver la diferencia entre los resultados existentes entre el formato de FEMA-154 y NEC-2015, en el primer formato consta de dos niveles de análisis en el que se puede detallar minuciosamente las penalizaciones que se le da a la estructura, a diferencia de la normativa local que consta de un solo nivel de análisis en el cual califican con puntajes altos, esto se debe a la altura y el año del código de construcción los puntajes modificadores tienen un valor positivo para el cálculo el puntaje final ubicando en un rango mayor a 2.5, en el caso del código de la construcción asigna un valor alto para las edificaciones que fueron construidas con el Postcódigo moderno (construido a partir del 2001).

- Con el modelamiento de la estructura en Etabs se obtuvo un periodo de vibración de 0.9314, superando al 30% del periodo obtenido por el método 1 de la NEC, la estructura se considera flexible porque sus derivas sobrepasan el 2% permitido por la NEC, siendo la deriva más alta el valor de 2.70% en sentido Y, los dos primeros modos de vibración son traslacionales por lo que la torsión no es un problema en la estructura.
- Se determinó que los elementos estructurales que conforman el edificio, no soportan las demandas de cargas, para las columnas la relación de demanda capacidad sobrepasaban el valor de 1 y para el caso de las vigas el acero a flexión es insuficiente para absorber los momentos de demanda
- Se aplicó un reforzamiento en la estructura para rigidizar a la estructura a nivel global y también se intervino los elementos estructurales con el encamisado, de acuerdo a esto se obtuvo un nuevo valor de periodo de 0.5904s, menor al periodo permitido y calculado por la NEC, el cual fue de 0.5987, y así se logró reducir las derivas de piso, siendo la más crítica del 2.00%.
- Los elementos estructurales reforzados son capaces de soportar las demandas de cargas con el encamisado de acero propuesto, en las columnas la relación demanda/capacidad no sobrepasaba del valor de 1, y para el caso de las vigas con el diagrama momento-curvatura, se demostró que el momento resistente de la viga es considerablemente mayor al momento que debe soportar.
- De acuerdo al punto de desempeño obtenido por cada demanda sísmica, se evaluó cada nivel alcanzado de acuerdo al desempeño esperado por la NEC, se logró cumplir con el objetivo del nivel esperado, evidenciando que el reforzamiento estructural propuesto es el adecuado para la estructura.
- Se concluye que el periodo de vibración obtenido por un análisis lineal en estado actual de la estructura es un 38% mayor que el obtenido por formulas empíricas utilizando vibración ambiental, y con el modelo aplicado el reforzamiento un 48.5% mayor.
- Se determina que los periodos de vibración actual de la estructura en relación al parámetro H/T se clasifico de acuerdo al índice de rigidez como demasiado flexible, y con el análisis más detallado se verifica que la estructura tiene un alto grado de vulnerabilidad.

## 4.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar un levantamiento detallado del acero de refuerzo con equipos especializados que proporcionen información más precisa y real de la resistencia y de la distribución general del acero, los recubrimientos, separaciones y diámetros de las varillas.
- Para determinar el desempeño sísmico de la estructura aplicando la técnica del análisis estático no lineal se recomienda realizar una capacitación sobre temas estructurales y de tipos de reforzamiento al evaluador.
- Es recomendable aplicar los métodos cuantitativos como el análisis no lineal (Pushover) para determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura debido a que proporcionan parámetros y datos más exactos.
- Realizar un estudio de vibraciones ambiental en la estructura con implementación de acelerómetros con el fin de verificar los resultados obtenidos con fórmulas empíricas y los análisis lineales aplicados en el estudio.



## BIBLIOGRAFÍA

- [1] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*. 2015.
- [2] J. Carrillo, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño,” *DYNA*, vol. 75, no. 155, pp. 91–102, 2008.
- [3] FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [4] V. Toledo, *Desempeño, Análisis No Lineal de Elementos de Concreto Armado. La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*, Primera Edi. Perú: Comunidad para la Ingeniería Civil.
- [5] E. Álvarez and J. Ruiz, “Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado,” *Rev. Obras Públicas Organo Prof. los Ing. caminos, canales y puertos*, no. 3582, pp. 30–37, 2016.
- [6] K. Aguila, “Análisis del Desempeño Sísmico de edificios de mediana altura en Viña de Mar durante el terremoto del 27 de febrero del 2010,” Universidad Austral de Chile, 2012.
- [7] M. Sánchez, “Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una edificación de concreto reforzado,” Tecnológico de Monterrey, 2010.
- [8] R. Samillán, “Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo - Lambayeque,” Universidad César Vallejo, 2019.
- [9] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Peligro sísmico,” in *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Quito: MIDUVI, 2014, pp. 1–148.
- [10] S. Mancheno, “Análisis Del Desempeño Sísmico Del Edificio De Aulas De La Unidad Académica De Ingeniería Civil,” Universidad Técnica de Machala, 2017.
- [11] G. Orellana and J. Parra, “Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporricado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de

- construcción (NEC-SE-RE, 2015),” UNniversidad de Cuenca, 2017.
- [12] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guia-5-Evaluacion-Y-Rehabilitacion de Estructuras,” vol. 5, pp. 1–185, 2015.
- [13] F. Espinoza, “Determinación de características dinámicas de estructuras.,” Universidad Politécnica de Cataluña, 1999.
- [14] A. Cevallos, A. Burbano, R. Moreano, and P. Caiza Sánchez, “Vulnerabilidad de estructuras en base a los periodos de vibración,” *Congr. Cienc. y Tecnol. ESPE*, vol. 13, no. 1, pp. 33–36, 2018, doi: 10.24133/cctespe.v13i1.777.
- [15] D. Henao, “Identificación de las propiedades dinamicas de una estructura sometida a vibración ambiental empeando analisis espectral.,” Universidad EAFIT Medellín, 2013.
- [16] R. Ayala, A. Delgadillo, and C. Ferrer, “Amenaza sísmica en Latinoamérica,” *Rev. Geogr. Venez.*, vol. 58, no. 2, pp. 258–262, 2017.
- [17] F. Rivadeneira *et al.*, *Breves\_Fundamentos\_Terremotos\_Ecuador.pdf*, 1st ed. Quito, 2007.
- [18] R. Aguiar and Y. Mieles, “Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 21, no. January, pp. 2–28, 2016, doi: 10.13140/RG.2.2.15108.12161.
- [19] I. G. EPN, “Terremoto del 5 de agosto de 1949,” 2013. [Online]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>. [Accessed: 15-Oct-2020].
- [20] R. Aguiar and A. Rivas, *Microzonificación Sísmica De Ambato*, Primera Ed. 2018.
- [21] F. Veltamie, “Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica,” vol. 3, 2014, pp. 45–64.
- [22] G. Estructurales, “Instrumentación Sísmica y su Importancia,” 2018. [Online]. Available: <https://www.gestructurales.com/blog/instrumentacion-sismica-y->

su-importancia. [Accessed: 15-Oct-2020].

- [23] V. Bridge, “Mediciones y análisis de vibraciones en el puente Virilla , ruta nacional N ° 1 Measurements and analysis of vibrations,” vol. 28, no. 506, pp. 16–32, 2014.
- [24] L. Maraboto, “Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmicos,” *Ciencia, Rev. la Acad. Mex. Ciencias*, vol. 69, no. 2, pp. 30–35, 2018.
- [25] R. I. Herrera, J. C. Vielma, and L. Pujades, “Metodologías De Evaluación De Vulnerabilidad Sísmica De Edificios: Un Estado Del Conocimiento,” *Contrib. a la evaluación la vulnerabilidad sísmica Edif.*, no. July, pp. 1–26, 2014.
- [26] FEMA P-155, “FEMA-155: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : Supporting Documentation,” *Fed. Emerg. Manag. Agency*, no. January, 2015.
- [27] Federal Emergency Management Agency, *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards FEMA P-154*, Tercera., no. January. Washington, 2015.
- [28] FEMA P-154, *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*, Tercera Ed. Washington, D.C, 2015.
- [29] R. Moreno, “Estado del arte y aspectos conceptuales,” Barcelona, pp. 1–46.
- [30] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, 4th ed. Mexico, 2014.
- [31] Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356*, no. 1. Washington, D.C: ASCE Standards Program and the Structural Engineering Institute, 2000.
- [32] C. Eduardo, D. Bonilla, M. Exequias, M. Chavarria, J. Jonathan, and S. Diaz, ““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.
- [33] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concret,” in *ASCE*, 1988, pp. 1804–1826.



- [34] R. Park and T. Paulay, *Reinforced-Concrete-Structures*. New York, 1975.
- [35] M. García, “Estudio sobre la efectividad del factor de sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal,” UPC BARCELONATECH, 2018.
- [36] ASCE 41-13, *Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [37] J. Yopez, “Desempeño sísmico de edificaciones esenciales,” in *Edificaciones esenciales*, no. 65, 1996, pp. 65–86.
- [38] R. L. D. Bonnet, “Desempeño sísmico de edificios : binomio capacidad-demanda,” 1997, pp. 47–98.
- [39] ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, vol. 1. California, 1996.
- [40] L. Huerta, “Análisis comparativo del comportamiento estructural del CPU-UNASAM con disipadores de energía de fluido viscoso,” Universidad Nacional “Santiago Antúnez De Mayolo,” 2017.
- [41] J. Roldan, “Metodología para la determinación de curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño,” Universidad Autónoma Metropolitana, 2016.
- [42] D. Fernández, “Estudio de la transmisión de vibraciones por impacto en losas de hormigón y mortero,” Universidad Politécnica de Madrid, 2016.
- [43] “Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC) - Instituto Geofísico - EPN.” [Online]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/red-nacional-de-acelerografos>. [Accessed: 05-Oct-2020].
- [44] Branko, “Principios De La Instrumentación De Estructuras,” 2007, pp. 1–20.
- [45] Tomás Guendelman, Mario Guendelman, and Jorge Lindenberg, “Perfil bio-sísmico de edificios,” vol. 17, pp. 44–51, 2010.

- [46] Sika, “Reforzamiento de Estructuras de concreto,” vol. 272, Colombia, pp. 3–15, 2017.
- [47] A. Aydin, “ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 46, no. 3. Elsevier BV, pp. 627–634, 2009, doi: 10.1016/j.ijrmms.2008.01.020.
- [48] INEN-689, *Ensayo de Penetración Estándar*. Quito.
- [49] American Society of Testing Materials, “Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete C 805,” *Concrete*, pp. 1–3, 2002.
- [50] Proceq, “Martillos de rebote para ensayos de hormigón,” pp. 1–6, 2017.
- [51] J. Gorgas, N. Cardiel, and J. Zamorano, *Estadísticas Básicas*, 17th ed. Madrid, 2011.
- [52] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “Estructuras de hormigón armado,” in *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Quito: MIDUVI, 2015, pp. 15–122.
- [53] J. A. Aponte, “Evaluación de Métodos No Convencionales de Caracterización Geotécnica,” Pontificia Universidad Javeriana, 2011.
- [54] R. Aguiar, *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*, no. December 2007. 2007.
- [55] O. López, *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*, Primera ed. Caracas, 2014.
- [56] E. Giménez, “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple,” Universidad Politécnica de Valencia, 2007.
- [57] S. Alcocer and D. Murià, “Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México,” *Secr. Obras y Serv. la Ciudad México*, vol. 1, p. 202, 2019.

ANEXOS

Anexo A

 <b>UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA</b> <b>CARRERA DE INGENIERIA CIVIL</b> 	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
<b>Descripción:</b> Ensayo del martillo esclerométrico	<b>Descripción:</b> Verificación de medidas del sistema estructural
Fotografía 3	Fotografía 4
	
<b>Descripción:</b> Ensayo SPT	<b>Descripción:</b> Muestra del ensayo SPT

Fotografía 5	Fotografía 6
	
<p><b>Descripción:</b> Verificación de aceros en columnas</p>	<p><b>Descripción:</b> Secciones de vigas</p>

Anexo B

Combinación de cargas en columna de 50x50 reforzada

Nivel	Combinación de cargas	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
N + 3.40	1.4D	-124.65	-1.33	-0.64	-0.72	-1.43
N + 3.40	1.4D	-123.29	-1.33	-0.64	0.22	0.53
N + 3.40	1.4D	-121.93	-1.33	-0.64	1.16	2.49
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-134.24	-1.67	-0.79	-0.87	-1.80
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-133.08	-1.67	-0.79	0.29	0.66
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-131.91	-1.67	-0.79	1.45	3.12
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-133.62	5.40	-0.88	-1.39	18.30
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-132.45	5.40	-0.88	-0.09	10.34
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-131.28	5.40	-0.88	1.21	2.38
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-114.32	-8.35	-0.51	-0.16	-21.47
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-113.15	-8.35	-0.51	0.59	-9.18
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-111.98	-8.35	-0.51	1.35	3.11
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-125.79	-1.58	5.32	17.97	-1.93
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-124.62	-1.58	5.32	10.15	0.41
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-123.45	-1.58	5.32	2.32	2.74
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-122.15	-1.36	-6.71	-19.53	-1.25
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-120.98	-1.36	-6.71	-9.65	0.76
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-119.81	-1.36	-6.71	0.24	2.76
N + 3.40	0.9D + Ex	-89.79	6.02	-0.60	-1.08	18.96
N + 3.40	0.9D + Ex	-88.91	6.02	-0.60	-0.20	10.10
N + 3.40	0.9D + Ex	-88.03	6.02	-0.60	0.68	1.23
N + 3.40	0.9D - Ex	-70.48	-7.73	-0.23	0.15	-20.81
N + 3.40	0.9D - Ex	-69.61	-7.73	-0.23	0.48	-9.42
N + 3.40	0.9D - Ex	-68.73	-7.73	-0.23	0.81	1.96
N + 3.40	0.9D + Ey	-81.96	-0.97	5.60	18.29	-1.26
N + 3.40	0.9D + Ey	-81.08	-0.97	5.60	10.04	0.16
N + 3.40	0.9D + Ey	-80.20	-0.97	5.60	1.79	1.59
N + 3.40	0.9D - Ey	-78.31	-0.74	-6.42	-19.22	-0.58
N + 3.40	0.9D - Ey	-77.44	-0.74	-6.42	-9.76	0.51
N + 3.40	0.9D - Ey	-76.56	-0.74	-6.42	-0.30	1.61
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-114.97	4.41	-0.47	-0.04	15.52
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-113.80	4.41	-0.47	0.65	9.05
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-112.63	4.41	-0.47	1.35	3.82
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-132.97	-7.36	-0.93	-1.52	-18.69
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-131.80	-7.36	-0.93	-0.15	-7.89
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-130.64	-7.36	-0.93	1.21	1.68
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-121.33	-1.32	4.54	15.69	-1.11
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-120.16	-1.32	4.54	9.03	0.83



N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-118.99	-1.32	4.54	2.81	2.78
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-126.61	-1.63	-5.94	-17.25	-2.06
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-125.44	-1.63	-5.94	-8.53	0.34
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-124.28	-1.63	-5.94	-0.26	2.72
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-121.33	-1.32	4.54	15.69	-1.11
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-120.16	-1.32	4.54	9.03	0.83
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-118.99	-1.32	4.54	2.81	2.78
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-126.61	-1.63	-5.94	-17.25	-2.06
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-125.44	-1.63	-5.94	-8.53	0.34
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-124.28	-1.63	-5.94	-0.26	2.72
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-71.13	5.03	-0.18	0.27	16.18
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-70.25	5.03	-0.18	0.54	8.81
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-69.38	5.03	-0.18	0.81	2.66
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-89.14	-6.74	-0.64	-1.20	-18.03
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-88.26	-6.74	-0.64	-0.26	-8.13
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-87.38	-6.74	-0.64	0.68	0.53
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-71.13	5.03	-0.18	0.27	16.18
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-70.25	5.03	-0.18	0.54	8.81
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-69.38	5.03	-0.18	0.81	2.66
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-89.14	-6.74	-0.64	-1.20	-18.03
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-88.26	-6.74	-0.64	-0.26	-8.13
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-87.38	-6.74	-0.64	0.68	0.53
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-77.49	-0.70	4.83	16.00	-0.45
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-76.61	-0.70	4.83	8.92	0.58
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-75.74	-0.70	4.83	2.28	1.63
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-82.78	-1.01	-5.65	-16.93	-1.40
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-81.90	-1.01	-5.65	-8.64	0.09
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-81.02	-1.01	-5.65	-0.79	1.57
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-77.49	-0.70	4.83	16.00	-0.45
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-76.61	-0.70	4.83	8.92	0.58
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-75.74	-0.70	4.83	2.28	1.63
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-82.78	-1.01	-5.65	-16.93	-1.40
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-81.90	-1.01	-5.65	-8.64	0.09
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-81.02	-1.01	-5.65	-0.79	1.57
N + 3.40	ENVOLVENTE	-70.48	6.02	5.60	18.29	18.96
N + 3.40	ENVOLVENTE	-69.61	6.02	5.60	10.15	10.34
N + 3.40	ENVOLVENTE	-68.73	6.02	5.60	2.32	3.12
N + 3.40	ENVOLVENTE	-134.24	-8.35	-6.71	-19.53	-21.47
N + 3.40	ENVOLVENTE	-133.08	-8.35	-6.71	-9.76	-9.42
N + 3.40	ENVOLVENTE	-131.91	-8.35	-6.71	-0.30	1.23

Combinación de cargas en columna de 40x40 sin refuerzo

Nivel	Combinación de cargas	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
N + 3.40	1.4D	-16.15	-0.16	3.39	3.75	-0.15
N + 3.40	1.4D	-15.36	-0.16	3.39	-1.24	0.08
N + 3.40	1.4D	-14.56	-0.16	3.39	-6.23	0.31
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-17.85	-0.18	3.99	4.42	-0.17
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-17.17	-0.18	3.99	-1.46	0.09
N + 3.40	1.2D + 1.6L	-16.49	-0.18	3.99	-7.34	0.35
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-15.62	4.90	3.55	3.90	8.59
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-14.94	4.90	3.55	-1.33	1.37
N + 3.40	1.2D + L + Ex	-14.26	4.90	3.55	-6.55	-5.85
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-17.07	-5.22	3.62	4.04	-8.89
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-16.39	-5.22	3.62	-1.29	-1.20
N + 3.40	1.2D + L - Ex	-15.71	-5.22	3.62	-6.63	6.49
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-18.61	-0.76	7.28	10.81	-1.19
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-17.93	-0.76	7.28	0.09	-0.07
N + 3.40	1.2D + L + Ey	-17.25	-0.76	7.28	-10.63	1.06
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-14.08	0.44	-0.11	-2.87	0.89
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-13.40	0.44	-0.11	-2.71	0.24
N + 3.40	1.2D + L - Ey	-12.72	0.44	-0.11	-2.55	-0.42
N + 3.40	0.9D + Ex	-9.65	4.96	2.14	2.34	8.65
N + 3.40	0.9D + Ex	-9.14	4.96	2.14	-0.81	1.34
N + 3.40	0.9D + Ex	-8.64	4.96	2.14	-3.96	-5.97
N + 3.40	0.9D - Ex	-11.11	-5.16	2.22	2.48	-8.83
N + 3.40	0.9D - Ex	-10.60	-5.16	2.22	-0.78	-1.23
N + 3.40	0.9D - Ex	-10.09	-5.16	2.22	-4.04	6.37
N + 3.40	0.9D + Ey	-12.65	-0.70	5.87	9.25	-1.13
N + 3.40	0.9D + Ey	-12.14	-0.70	5.87	0.60	-0.10
N + 3.40	0.9D + Ey	-11.63	-0.70	5.87	-8.04	0.94
N + 3.40	0.9D - Ey	-8.12	0.50	-1.52	-4.43	0.94
N + 3.40	0.9D - Ey	-7.61	0.50	-1.52	-2.20	0.20
N + 3.40	0.9D - Ey	-7.10	0.50	-1.52	0.04	-0.54
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-15.72	4.20	3.65	4.10	7.38
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-15.04	4.20	3.65	-1.28	1.19
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-14.36	4.20	3.65	-6.51	5.64
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-16.97	-4.52	3.52	3.84	-7.68
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-16.29	-4.52	3.52	-1.34	-1.02
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ex	-15.61	-4.52	3.52	-6.67	-5.00
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-14.33	0.58	6.83	9.97	1.13
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-13.65	0.58	6.83	-0.09	0.27
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-12.98	0.58	6.83	-3.04	1.23
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-18.35	-0.90	0.34	-2.03	-1.43

N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-17.67	-0.90	0.34	-2.53	-0.10
N + 3.40	DINAM 1.2D + L + Ey	-17.00	-0.90	0.34	-10.14	-0.58
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-14.33	0.58	6.83	9.97	1.13
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-13.65	0.58	6.83	-0.09	0.27
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-12.98	0.58	6.83	-3.04	1.23
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-18.35	-0.90	0.34	-2.03	-1.43
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-17.67	-0.90	0.34	-2.53	-0.10
N + 3.40	DINAM 1.2D + L - Ey	-17.00	-0.90	0.34	-10.14	-0.58
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-9.75	4.26	2.25	2.54	7.44
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-9.24	4.26	2.25	-0.77	1.16
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-8.73	4.26	2.25	-3.93	5.52
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-11.01	-4.46	2.11	2.28	-7.62
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-10.50	-4.46	2.11	-0.82	-1.05
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ex	-9.99	-4.46	2.11	-4.08	-5.12
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-9.75	4.26	2.25	2.54	7.44
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-9.24	4.26	2.25	-0.77	1.16
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-8.73	4.26	2.25	-3.93	5.52
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-11.01	-4.46	2.11	2.28	-7.62
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-10.50	-4.46	2.11	-0.82	-1.05
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ex	-9.99	-4.46	2.11	-4.08	-5.12
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-8.37	0.64	5.42	8.41	1.18
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-7.86	0.64	5.42	0.43	0.24
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-7.35	0.64	5.42	-0.45	1.11
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-12.39	-0.84	-1.06	-3.59	-1.37
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-11.88	-0.84	-1.06	-2.02	-0.13
N + 3.40	DINAM 0.9D + Ey	-11.37	-0.84	-1.06	-7.55	-0.71
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-8.37	0.64	5.42	8.41	1.18
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-7.86	0.64	5.42	0.43	0.24
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-7.35	0.64	5.42	-0.45	1.11
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-12.39	-0.84	-1.06	-3.59	-1.37
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-11.88	-0.84	-1.06	-2.02	-0.13
N + 3.40	DINAM 0.9D - Ey	-11.37	-0.84	-1.06	-7.55	-0.71
N + 3.40	ENVOLVENTE	-8.12	4.96	7.28	10.81	8.65
N + 3.40	ENVOLVENTE	-7.61	4.96	7.28	0.60	1.37
N + 3.40	ENVOLVENTE	-7.10	4.96	7.28	0.04	6.49
N + 3.40	ENVOLVENTE	-18.61	-5.22	-1.52	-4.43	-8.89
N + 3.40	ENVOLVENTE	-17.93	-5.22	-1.52	-2.71	-1.23
N + 3.40	ENVOLVENTE	-17.25	-5.22	-1.52	-10.63	-5.97

Fuente: Fátima Llugsha

**Anexo C**

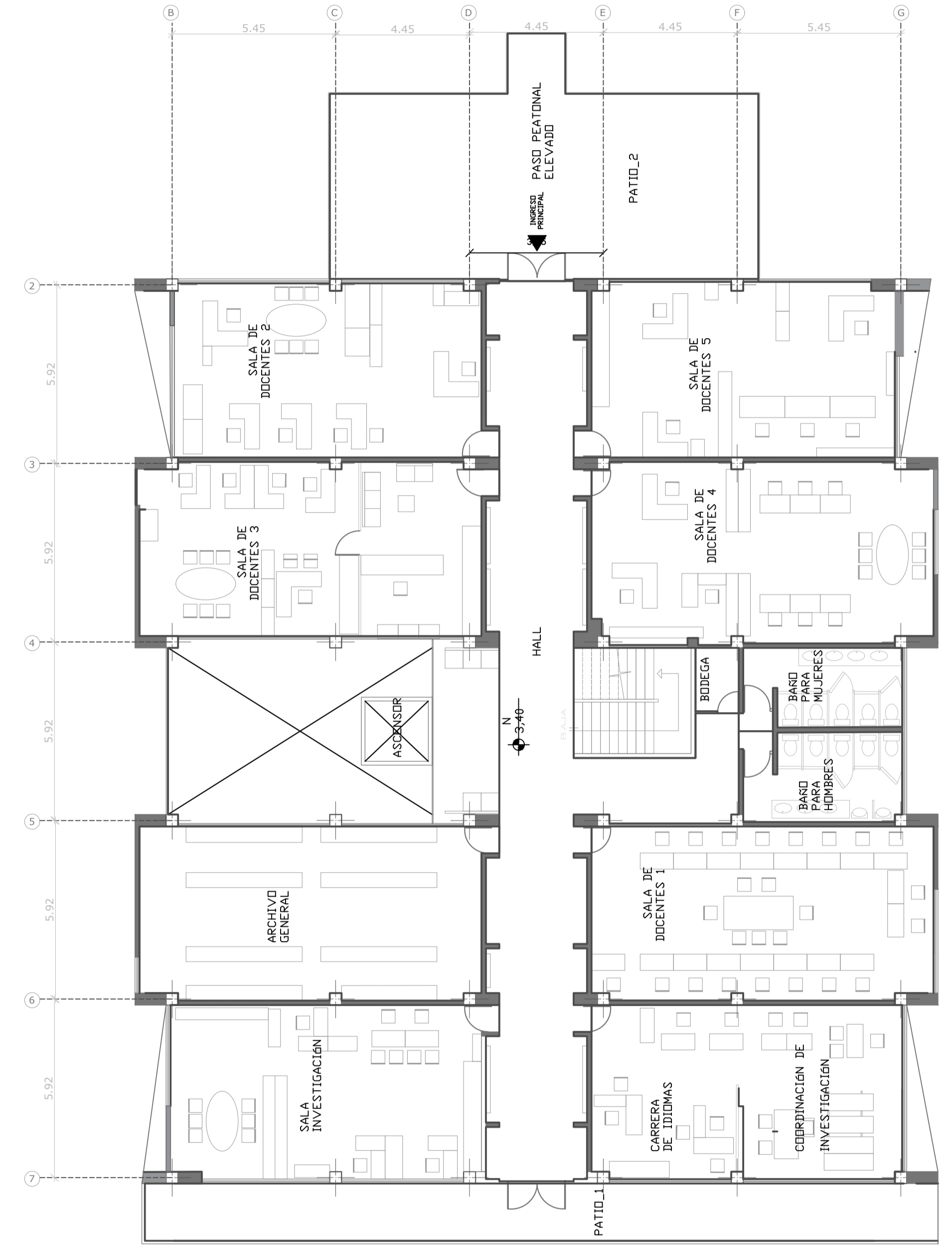
**PLANOS ARQUITCTÓNICOS**

**Y**

**ESTRUCUTURALES**



NIVEL N+0.00  
ESC: 1-125

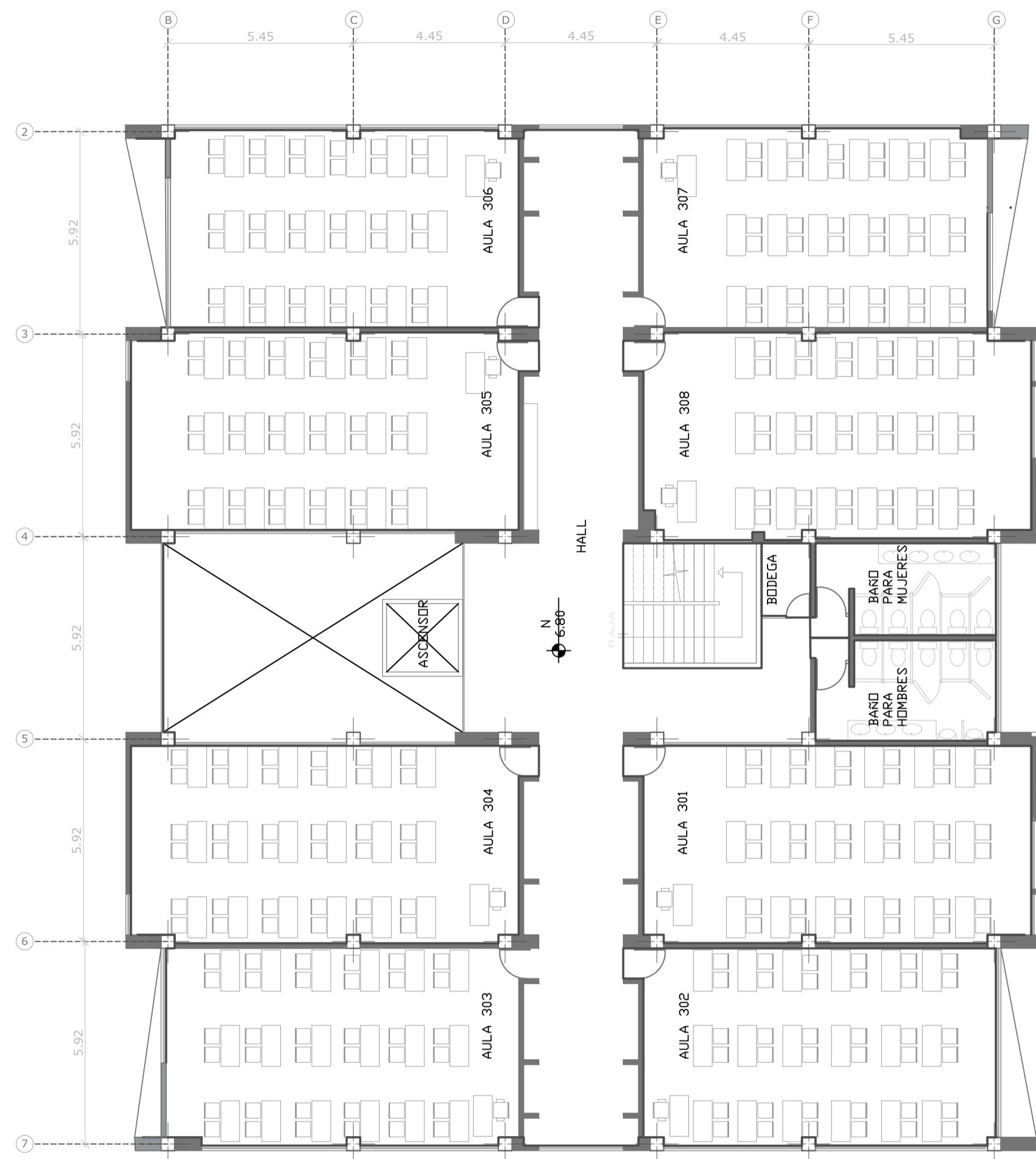


NIVEL N+3.40  
ESC: 1-125

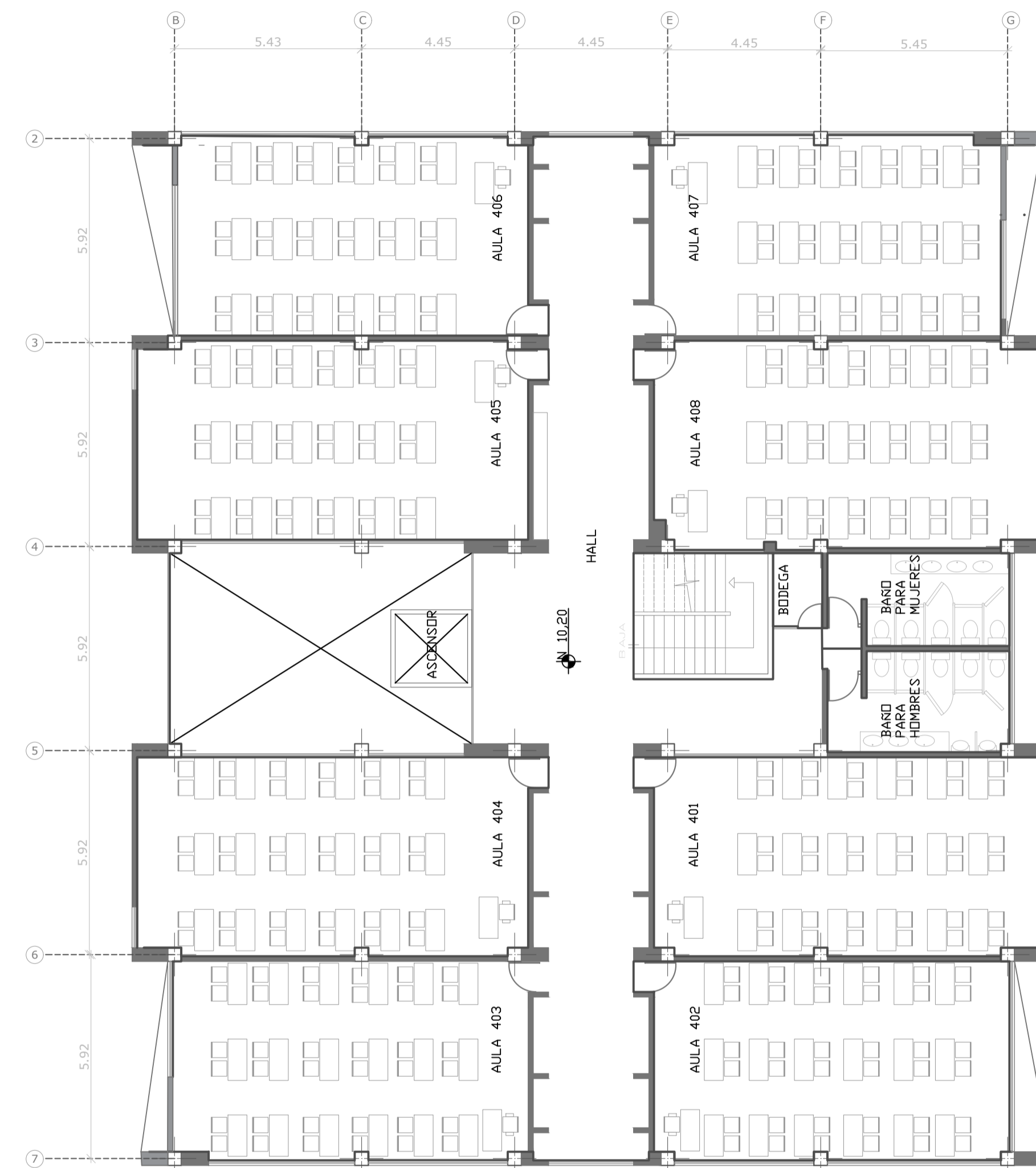


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

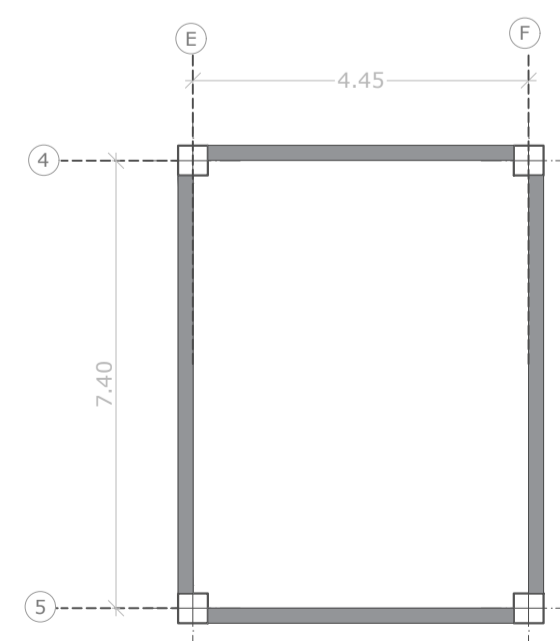
PROYECTO:		
ESTUDIO DEL EDIFICIO CIENCIAS HUMANAS B2		
UBICACIÓN:		
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CELENO MONJE		
ELABORADO POR:	APROBÓ:	
Fólima Llagha	Ing. Mg. Carlos Novato	
CONTIENE:		
PLANOS ARQUITECTÓNICOS		
ÁREA PLANTA BAJA (cm2): 994.68	ÁREA SEGUNDO NIVEL: 741.30	LÁMINA:
ESCALA: Como se indica	FECHA: JULIO 2021	1/2



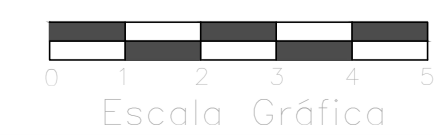
NIVEL N+6.80  
ESC: 1-125



NIVEL N+10.20  
ESC: 1-125



TAPA GRADA N+14.60  
ESC: 1-100



Escala Gráfica

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:

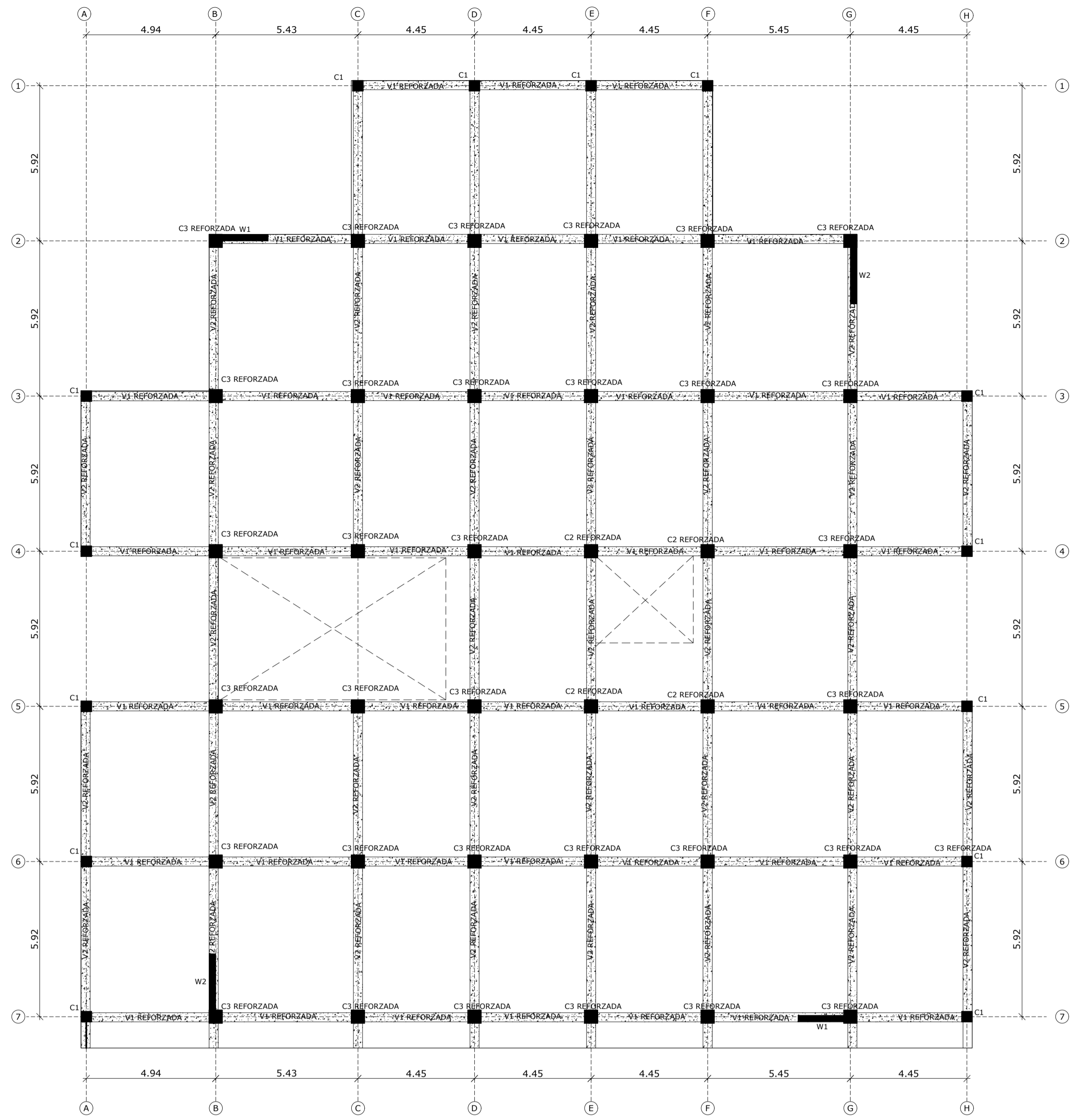
PROYECTO:  
**ESTUDIO DEL EDIFICIO CIENCIAS HUMANAS B2**

UBICACIÓN:  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HIACHI, PARROQUIA CEJANO MONJE

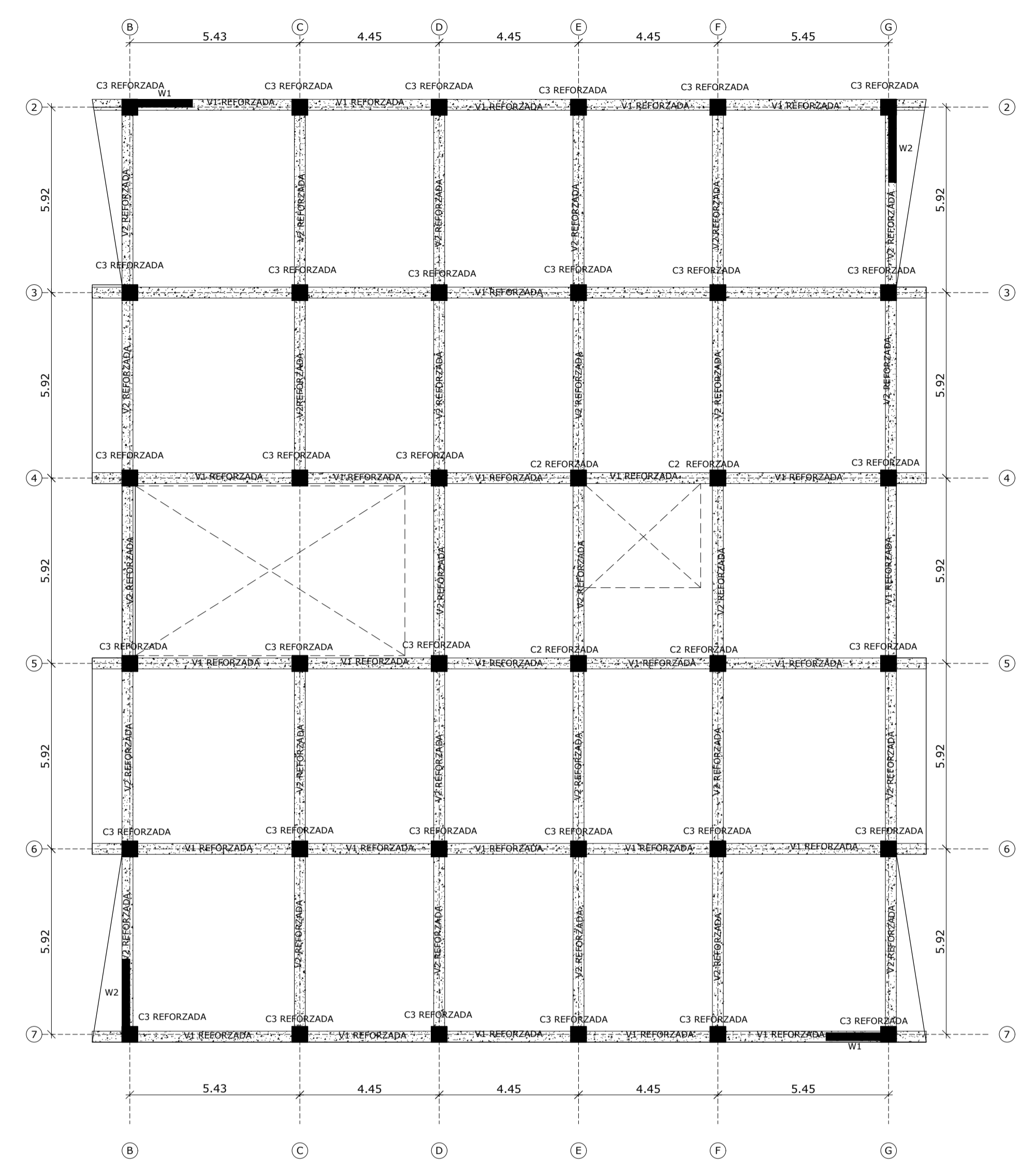
ELABORADO POR: Fátima Llaguno	APROBÓ: Ing. Mg. Carlos Novaro
----------------------------------	-----------------------------------

CONTIENE:  
PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ÁREA TERCER NIVEL (m <sup>2</sup> ) 741.50	ÁREA CUARTO NIVEL (m <sup>2</sup> ) 741.50	ÁREA TAPA GRADA (m <sup>2</sup> ) 26.35
ESCALA: Como se indica	FECHA: JULIO 2021	LÁMINA: 2/2

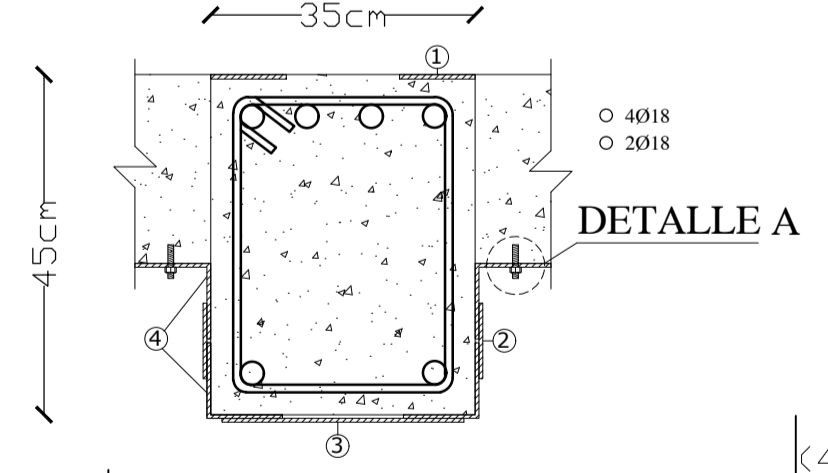


LOSA NIVEL N+3.60  
ESC: 1-125



LOSA NIVEL N+6.80, N+10.20  
ESC: 1-125

ENCAMISADO DE ACERO



V1-V2 REFORZADA 35x45.  
ESC: 1-10

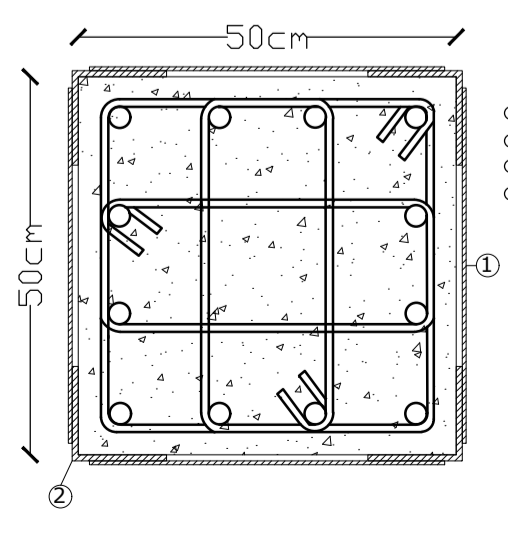
(4) ANGULO L100X100X5  
ESC: 1-5

(1) PLATINA 100X6  
ESC: 1-5

(3) PLATINA 50X320X5  
ESC: 1-5

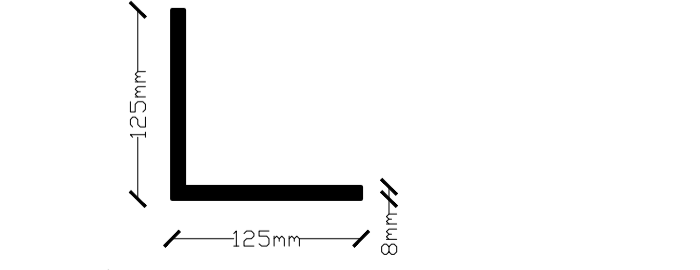
(2) PLATINA 50X100X5  
ESC: 1-5

DETALLE A  
CONEXIÓN DE ANGULO DE REFORZAMIENTO EN LOSA  
ESC: S/E

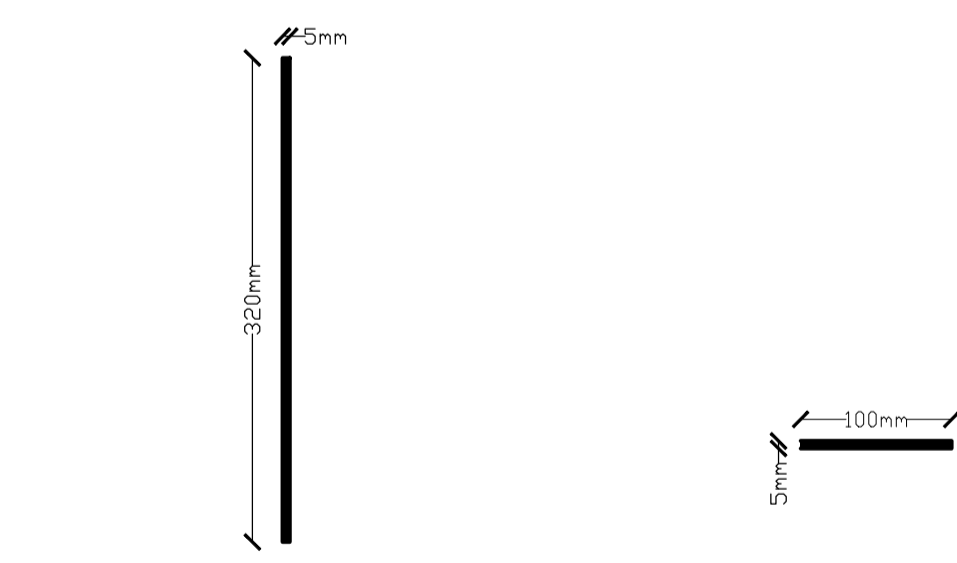


C2-C3 REFORZADA 50x50  
ESC: 1-10

(1) PLATINA 100X470X5  
ESC: 1-5

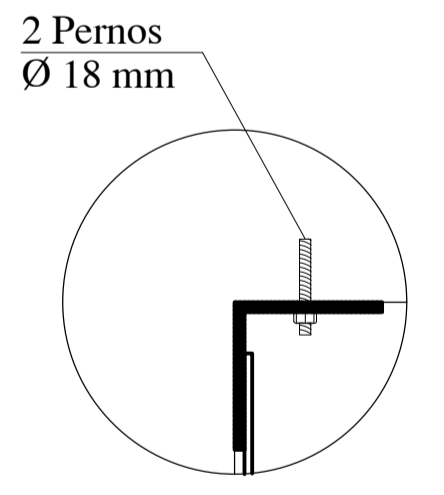


(2) ANGULO L 125X125X8  
ESC: 1-5

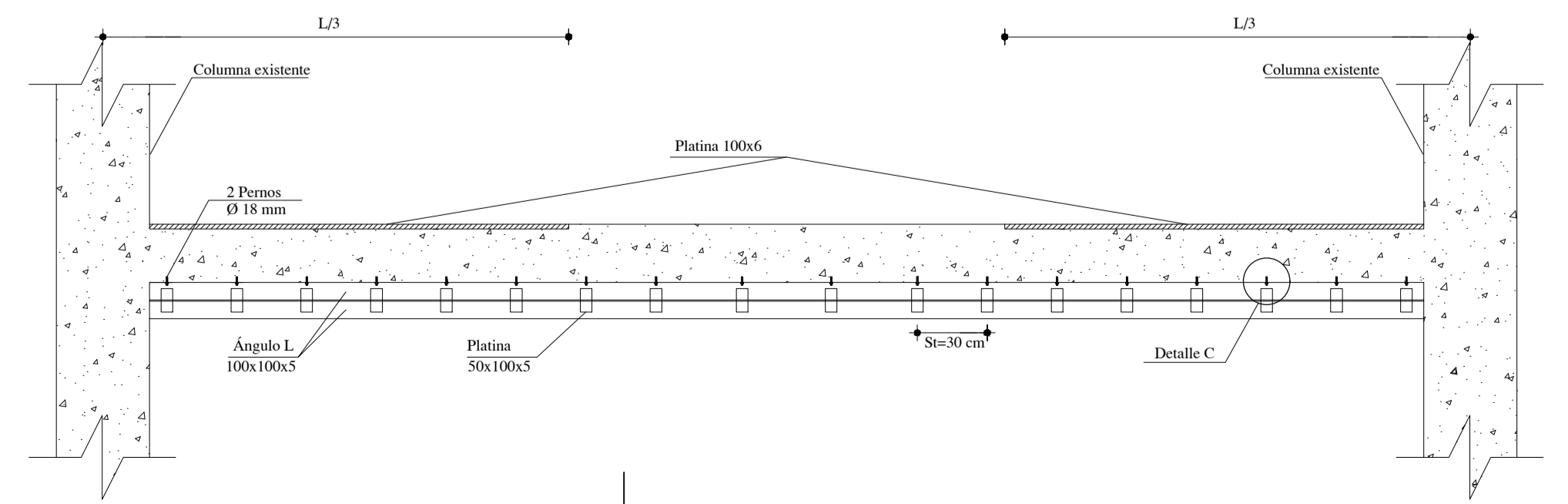


(3) PLATINA 50X320X5  
ESC: 1-5

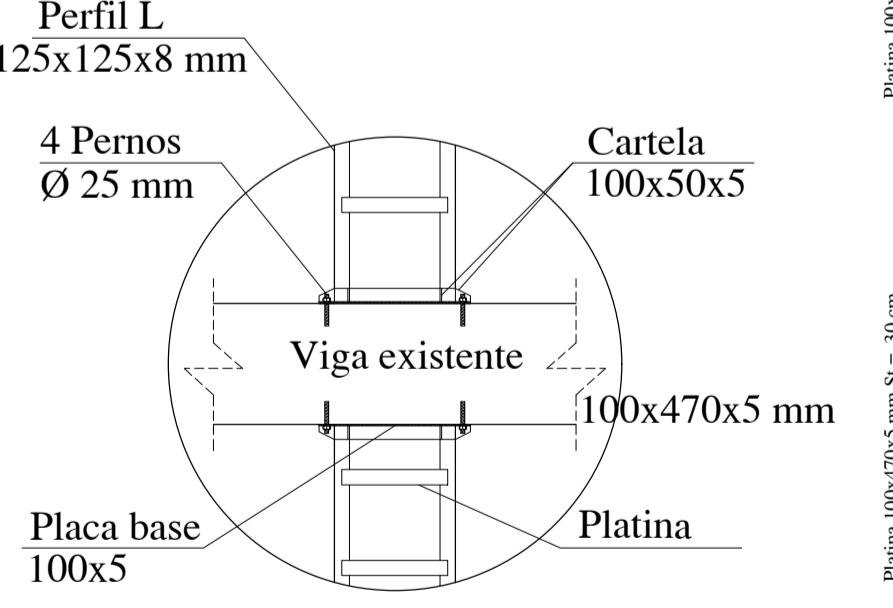
(2) PLATINA 50X100X5  
ESC: 1-5



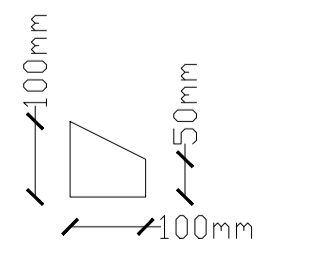
DETALLE A  
CONEXIÓN DE ANGULO DE REFORZAMIENTO EN LOSA  
ESC: S/E



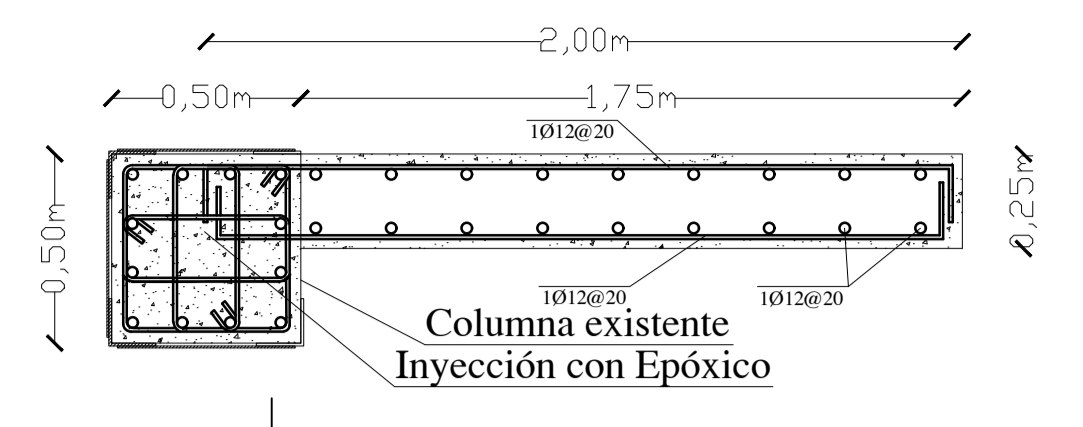
VIGA TIPO REFORZADA  
ESC: 1-100



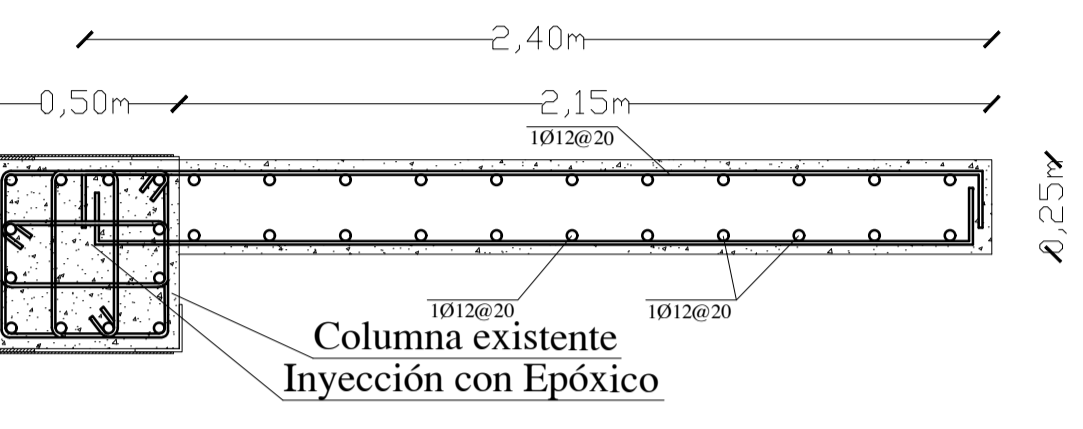
DETALLE B  
CONEXIÓN DE LOS ANGULO DE REFORZAMIENTO EN LA BASE  
ESC: S/E



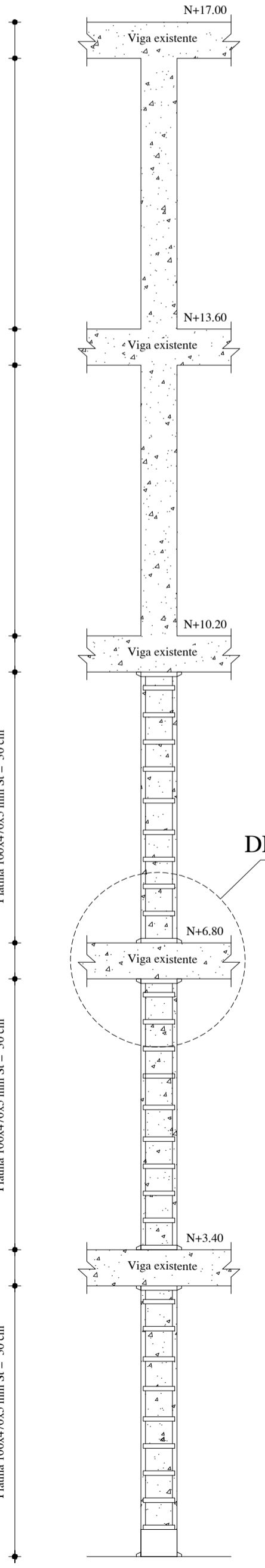
CARTELA e=5mm  
ESC: 1-10



CONEXIÓN COLUMNA MURD W1  
ESC: 1-5  
NIVEL N +0.00 +13.60



CONEXIÓN COLUMNA MURD W2  
ESC: 1-5  
NIVEL N +0.00 +13.60



COLUMNA TIPO 50X50 REFORZADA  
ESC: 1-100

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN DEL EDIFICIO

PROYECTO:  
ESTUDIO DEL EDIFICIO CIENCIAS HUMANAS B2

UBICACIÓN:  
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARRAQUÍ CELIANO MONGE

ELABORADO POR:  
Fátima Ilugtha

AFROBÓ:  
Ing. Mg. Carlos Navarro

CONTIENE:  
PLANOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL  
SECCIONES DE VIGAS REFORZADAS  
SECCIONES DE COLUMNAS REFORZADAS  
SECCIONES DE PERFILES DE ACERO  
DETALLES DE CONEXIONES

ESCALA:  
Como se indica

FECHA:  
JULIO 2021

LÁMINA:  
1/1