



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

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

TEMA:

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HOSPITAL VETERINARIO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”

AUTOR: Erik Alexander Barrera Moreno.

TUTOR: Ing. MSc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre.

AMBATO – ECUADOR

2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HOSPITAL VETERINARIO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO. MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, Elaborado por el Sr. **Erik Alexander Barrera Moreno** portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1805196118, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente proyecto experimental es original del autor.
- Ha sido revisado cada uno de los capítulos competentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Septiembre 2021

Ing. MSc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, Erik Alexander Barrera Moreno con C.I. 1805196118, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HOSPITAL VETERINARIO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



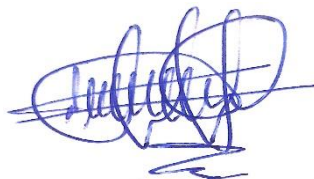
Erik Alexander Barrera Moreno
C.I. 1805196118
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, Septiembre 2021



Erik Alexander Barrera Moreno
C.I. 1805196118
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental realizado por el estudiante Erik Alexander Barrera Moreno de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL HOSPITAL VETERINARIO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
Miembro Calificador

Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de titulación y mi vida a mi madre y padre, además de a mis hermanos Henry y Rothman que fueron un pilar fundamental en todo el trayecto para conseguir este logro.

Por último, quiero dedicarlo también a todos quienes construyen nuestro mundo con sus manos.

AGRADECIMIENTO

Doy gracias de manera muy especial a mis padres Pedro Pablo y Fabiola del Rocío, a mis hermanos Henry y Rothman, a toda mi familia y amigos que me acompañaron durante todo este tiempo, también doy gracias a mis maestros y a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica que juntamente a la Universidad Técnica de Ambato me educaron profesional y éticamente.

Agradezco también de sobremanera a mi tutora de tesis, La Ing. M. Sc. Maritza Ureña que me guio con paciencia y dedicación durante toda la realización de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
RESUMEN.....	xx
ABSTRACT.....	xxi
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación.....	4
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo General	6
1.3.2. Objetivos específicos	7
1.4. Fundamentación Teórica	7
1.4.1. Tectónica y sismicidad en el Ecuador.....	7
1.4.2. Peligro o demanda sísmica	7
1.4.3. Zonas sísmicas del Ecuador	7
1.4.3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z	8
1.4.4. Curvas de peligro sísmico	9
1.4.5. Propiedades de respuesta sísmica del suelo.	10
1.4.6. Clasificación del suelo para el diseño sísmico.....	10
1.4.6.1. Coeficientes de perfil de suelo Fas, Fd y Fs.....	11
1.4.6.1.1. Fa: Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de período corto	11
1.4.6.1.2. Fd : Ampliación de las ordenadas del espectro del espectro elástico	12
de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos	
del sitio	12

1.4.6.1.3.	Fs: Comportamiento no lineal de los suelos	12
1.4.7.	Vulnerabilidad	13
1.4.8.	Riesgo sísmico	13
1.4.9.	Daño sísmico en edificaciones	14
1.4.9.1.	Elementos propensos al daño	14
1.4.10.	Configuración estructural	14
1.4.10.1.	Configuración en planta.....	15
1.4.10.2.	Configuración en elevación	15
1.4.10.3.	Regularidad en planta y elevación	17
1.4.11.	Vulnerabilidad sísmica	19
1.4.12.	Métodos para la evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	20
1.4.12.1.	Métodos cualitativos	20
1.4.12.1.1.	Evaluación visual rápida (RVS) de edificios para potencial riesgo sísmico FEMA 154	20
1.4.12.1.2.	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes basado en NEC 2015	26
1.4.12.2.	Análisis cuantitativo.....	30
1.4.12.2.1.	Método PUSHOVER (NSP).....	30
1.4.12.2.2.	Comportamiento no lineal de estructuras	33
1.4.12.2.3.	No linealidad del material.....	33
1.4.12.2.4.	Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales	34
1.4.12.2.5.	Rótulas plásticas	38
1.4.12.2.6.	Capacidad.....	40
1.4.12.2.7.	Curva de Capacidad	40
1.4.12.2.8.	Representación bilineal de la curva de capacidad	41
1.4.12.2.9.	Método del Espectro de Capacidad (MEC)	42
1.4.12.2.10.	Espectro probabilístico	43
1.4.12.2.11.	Espectro de Demanda	44
1.4.12.2.12.	Desempeño	45
1.4.12.2.13.	Diagrama momento – curvatura	45
1.4.12.2.14.	Niveles de desempeño	45
1.4.12.2.15.	Punto de desempeño	49
1.4.12.2.16.	Linealización Equivalente	50
1.4.13.	Reforzamiento Estructural.	52
1.4.14.	Vibración Ambiental o ruido.....	58

1.5. Hipótesis.....	66
CAPÍTULO II	67
METODOLOGÍA	67
2.1. Materiales y Equipos.....	67
2.2. Descripción de metodología.....	68
2.2.3. Toma de datos	68
2.2.3.1. Planos de la edificación.....	68
2.2.3.2. Ubicación	69
2.2.3.4. Características de los elementos estructurales	72
2.2.3.5. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	84
2.2.3.6. Cargas gravitacionales	89
2.2.3.8. Cuantificación de la carga sísmica según la NEC-SE-DS 2015	93
CAPÍTULO III.....	96
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	96
3.1. Análisis y discusión de resultados	96
3.1.1. Método Cualitativo para la evaluación de vulnerabilidad sísmica	96
3.1.1.1. Inspección Visual Rápida por formularios FEMA 154	96
3.1.1.2. Formulario de las NEC 2015 para la Evaluación Rápida Visual	100
3.1.2. Método cuantitativo para la estimación de la vulnerabilidad sísmica.....	102
3.1.2.1. Cálculo del cortante basal estático NEC-SE-DS, 2015.....	102
3.1.2.2. Cargas muertas y vivas en la estructura	106
3.1.2.3. Chequeo de resultados de análisis lineal.....	106
3.1.2.4. Resistencia de elementos estructurales	115
3.1.2.5. Verificación de la resistencia de los elementos estructurales a carga gravitacional.....	128
3.1.3. Análisis estático no lineal.....	131
3.1.3.1. Modelos constitutivos de los materiales	131
3.1.3.2. Definición de rótulas plásticas en los elementos.....	133
3.1.3.3. Niveles de amenaza sísmica.....	146
3.1.3.4. Definición de carga lateral no lineal	148
3.1.3.5. Análisis de resultados arrojados por el análisis estático no lineal	152
3.1.3.6. Curva de capacidad de la estructura.....	159
3.1.3.7. Desempeño sísmico de la estructura	161

3.1.3.8. Factor de reducción de respuesta estructural (R)	170
3.1.4. Propuesta de reforzamiento a nivel de elemento.....	172
3.2. Comprobación de hipótesis	186
CAPÍTULO IV	187
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	187
4.1. Conclusiones	187
4.2. Recomendaciones.....	189
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	190
ANEXOS	195

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de zona sísmica de acuerdo al tipo de suelo.....	9
Tabla 2: Clasificación de los perfiles del suelo.....	11
Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio Fa	12
Tabla 4: Tipo de suelo y factores de sitio Fd	12
Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs ..	13
Tabla 6: Configuraciones en planta recomendadas e irregulares.....	15
Tabla 7: Configuraciones en elevación recomendadas e irregulares	16
Tabla 8: Coeficientes de irregularidad en planta.	17
Tabla 9: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	19
Tabla 10: Formulario de recolección de datos Nivel 1	21
Tabla 11: Formulario de recolección de datos Nivel 2	23
Tabla 12: Región sísmica en función de la aceleración espectral para MCE.	24
Tabla 13: Tipos de suelos para la RVS	24
Tabla 14: Sistemas estructurales	25
Tabla 15: Puntuación estructural básica.	25
Tabla 16: Modificadores de puntaje estructural.....	26
Tabla 17: Formulario de evaluación visual rápida.....	27
Tabla 18: Tipos de sistemas estructurales utilizados para la evaluación	28
Tabla 19: Modificadores	29
Tabla 20: Expresiones empíricas para las longitudes plásticas	39
Tabla 21: Niveles de desempeño de las edificaciones	48
Tabla 22: Coeficientes para las ecuaciones de amortiguamiento efectivo.....	51
Tabla 23: Coeficiente para las ecuaciones del periodo efectivo	52
Tabla 24: Generación de vibraciones debidas a la acción de las personas	59
Tabla 25: Grados de percepción de vibraciones en función del rango de frecuencia y velocidad de pico.....	59
Tabla 26: Límites de fracción de aceleración para excitaciones producidas al caminar.....	61
Tabla 27: Límites de aceleración recomendados para actividades rítmicas en edificaciones.....	62
Tabla 28: Parámetros de carga dinámica para eventos rítmicos.	63
Tabla 29: Materiales.....	67

Tabla 30: Equipos e Instrumentos.....	67
Tabla 31: Áreas y usos del Nv + 0.18.....	71
Tabla 32: Áreas y usos Nv + 3.24.....	72
Tabla 33: Resistencia in situ a la compresión de columnas planta baja	74
Tabla 34: Resistencia in situ a la compresión de Vigas planta baja	75
Tabla 35: Resistencia in situ a la compresión de losa de cubierta	76
Tabla 36: Secciones y armados de columnas.....	80
Tabla 37: Secciones de vigas y acero de refuerzo	83
Tabla 38: Ensayo SPT.....	84
Tabla 39: Contenidos de humedad del suelo.....	85
Tabla 40: Clasificación de los suelos SUCS.....	85
Tabla 41: Granulometría de la muestra cota – 1.00m.....	86
Tabla 42: Granulometría de la muestra cota – 2.00m.....	87
Tabla 43: Granulometría de la muestra cota – 2.50m.....	87
Tabla 44: Granulometría de la muestra cota – 3.00m.....	87
Tabla 45: Perfiles de suelo según NEC.....	89
Tabla 46: Peso propio de paredes	90
Tabla 47: Cuantificación de peso de los Nv +3.24	91
Tabla 48: Pesos de Losa colaborante.	92
Tabla 49: Cargas Vivas	93
Tabla 50: Parámetros para la estimación de carga sísmica	93
Tabla 51: Valores de período y aceleración espectral para gráfica de espectro	94
Tabla 52: Formulario Nivel 1.....	98
Tabla 53: Formulario Nivel 2.....	99
Tabla 54: Formulario NEC	101
Tabla 55: Espectro de respuesta NEC-SE-DS, 2015	103
Tabla 56: Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental estimado.....	103
Tabla 57: Periodos obtenidos por análisis modal	107
Tabla 58: Participación de masa modal	108
Tabla 59: Desplazamientos en X, Y, Z.....	109
Tabla 60: Cortante basal estático y dinámico	110
Tabla 61: Momentos de diseño y áreas de acero de viga más demandada.....	118
Tabla 62: Datos para diseño de vigas a corte.....	119

Tabla 63: Datos de torsión	120
Tabla 64: Datos para diseño de columna	121
Tabla 65: Momentos y cargas resistentes en X.....	126
Tabla 66: Momentos y cargas resistentes en X.....	127
Tabla 67: Longitud de rótula plástica de vigas	134
Tabla 68: Longitud de rótula plástica en columna.....	134
Tabla 69: Propiedades calculadas de la rótula plástica en viga 30x35	142
Tabla 70: Límites de aceptación	143
Tabla 71: Propiedades calculadas de rótula plástica e columna	145
Tabla 72: Criterios de aceptación	146
Tabla 73: Niveles de amenaza sísmica	146
Tabla 74: Factores para definición de espectros de amenaza	147
Tabla 75: Puntos de desempeño en X	165
Tabla 76: Puntos de desempeño para el sentido Y.....	167
Tabla 77: Matriz de niveles de desempeño en X	169
Tabla 78: Matriz de niveles de desempeño en Y	170
Tabla 79: Momentos demandantes para la viga.....	174
Tabla 80: Dimensiones y características de los ángulos.....	175
Tabla 81: Dimensiones y características de la platina	175
Tabla 82: Límites de deformación	177
Tabla 83: Solicitaciones de cargas y momentos para C. 40x40.....	180
Tabla 84: Solicitaciones de cargas y momentos C. 30x30.....	180
Tabla 85: Características geométricas del ángulo.....	181
Tabla 86: Características geométricas de la platina para C. 30x30	181
Tabla 87: Características geométricas de la platina para C. 40x40	181
Tabla 88: Límites de deformación- Columna ref 40x40.....	183
Tabla 89: Límites de deformación- Columna ref 30x30.....	185

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción (b) Fuentes sísmicas tipo corticales.	8
Figura 2: Mapa de Zonificación del Ecuador	9
Figura 3: Curvas de peligro sísmico de Ambato.....	10
Figura 4: Concepto básico del análisis Pushover	30
Figura 5: Esquema de procedimiento Pushover	31
Figura 6: Modelo constitutivo de Park para acero de refuerzo.....	35
Figura 7: Modelo de Mander propuesto para hormigón confinado y no confinado.	36
Figura 8: Longitud de plastificación.....	40
Figura 9: Ejemplo de curva de capacidad de una estructura.....	41
Figura 10: Representación bilineal de la curva de capacidad.	42
Figura 11: Representación bilineal del espectro de capacidad ‘ MEC	43
Figura 12: Espectro de Demanda.....	45
Figura 13: Superposición espectro demanda y capacidad y punto de desempeño ...	50
Figura 14: Linealización equivalente.....	50
Figura 15: Diagonales contra pandeo	53
Figura 16: Incremento de sección y cuantías de acero	54
Figura 17: Encamisado metálico en columna	55
Figura 18: Encamisado metálico en viga.....	55
Figura 19: Reforzamiento con FRP	56
Figura 20: Muro de corte	57
Figura 21: Diagonales rigidizadoras en pórticos de H.A.....	58
Figura 22: Salida del registro del sensor.....	64
Figura 23: Selección de ventanas de tiempo.....	64
Figura 24: curvas suavizadas del espectro de Fourier	65
Figura 25: Planta Baja $N_v + 0.18$	68
Figura 26: Planta Alta $N_v + 3.24$	69
Figura 27: Ubicación del Hospital Docente Veterinario.....	69
Figura 28: Curva de regresión lineal para estimar $f'c$ (MPa) preceq/Vertical hacia abajo (Elemento Losa)	77
Figura 29: Curva de regresión lineal para estimar $f'c$ (MPa) preceq/Vertical hacia arriba (Elemento Viga).....	77

Figura 30; Curva de regresión lineal para estimar $f'c$ (MPa) preceq/Horizontal	78
Figura 31: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión	82
Figura 32: Tipos de paredes.....	89
Figura 33: Corte de losa.....	90
Figura 34:Elementos	92
Figura 35: Espectro elástico y reducido NEC, 2015.....	95
Figura 36: Modelo 3D de la edificación en la actualidad.....	95
Figura 37: Espectro elástico NEC.....	104
Figura 38: Coeficiente C de cortante basal en X	105
Figura 39: Coeficiente C de cortante basal en Y	105
Figura 40: Cargas en losa $Nv + 3.24$	106
Figura 41: Cargas en losa $Nv + 6.48$	106
Figura 42: Carga distribuida en vigas de quirófano.....	106
Figura 43: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X	111
Figura 44: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y	111
Figura 45: Deriva estática en X	113
Figura 46: Deriva estática en Y	113
Figura 47: Deriva dinámica X	114
Figura 48: Derivas Dinámicas en Y.....	115
Figura 49: Porcentajes de acero en vigas.....	117
Figura 50: Acero de refuerzo en columnas.....	121
Figura 51: Áreas de acero existente de las columnas	122
Figura 52: Cuantías de acero óptimas calculadas por Etabs.....	123
Figura 53: Ratios D/C eje 1	123
Figura 54: Ratios D/C eje 2	124
Figura 55: Ratios D/C eje 3	124
Figura 56: Ratios D/C eje 4	124
Figura 57: Ratios D/C eje 5	125
Figura 58: Ratios D/C eje 6	125
Figura 59: Ratios D/C eje 7	125
Figura 60: Sección en análisis, columna G4.....	126
Figura 61: Diagrama de interacción eje X.....	127
Figura 62: Diagrama de interacción eje X.....	128

Figura 63: Áreas de acero en vigas	129
Figura 64: Área de acero en columnas.....	129
Figura 65: Ratios D/C del eje G	130
Figura 66: Ratios D/C eje H	130
Figura 67: Modelo constitutivo del concreto según Mander	131
Figura 68: Modelo Esfuerzo-Deformación de Mander	132
Figura 69: Modelo constitutivo del acero según Park	132
Figura 70: Esfuerzo – Deformación del acero	133
Figura 71: Carga no lineal gravitacional.....	135
Figura 72: Rótula plástica en viga de concreto.....	135
Figura 73: Rótula plástica de viga metálica.....	137
Figura 74: Rótula plástica de columna	138
Figura 75: Rótula plástica en viga de acero	140
Figura 76: Diagrama Momento-Curvatura	141
Figura 77: Diagrama momento-rotación Viga 30x35.....	142
Figura 78: Diagrama momento - rotación de viga.....	143
Figura 79: Diagrama de momento - rotación con factores de escala.....	143
Figura 80: Diagrama momento-rotación viga IPE 240.....	144
Figura 81: Diagrama momento rotación de columna	145
Figura 82: Diagrama momento rotación coluna	146
Figura 83: Curvas de peligro sísmico Ambato	147
Figura 84: Espectros de respuesta conformes a los niveles de amenaza sísmica ...	148
Figura 85: Definición de patrones de carga laterales.....	149
Figura 86: Definición de carga Pushover en X.....	150
Figura 87: Definición de carga Pushover en Y.....	151
Figura 88: Inercias agrietadas	152
Figura 89: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X paso 0	153
Figura 90: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 1	153
Figura 91: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 2	154
Figura 92: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 3	154
Figura 93: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 4	155
Figura 94: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 5	155
Figura 95: Formación de rótula plástica 3D SENTIDO X	156

Figura 96: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 1	156
Figura 97: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 2	157
Figura 98: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 3	157
Figura 99: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 4	158
Figura 100: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 5	158
Figura 101: Formación de rótula plástica 3D SENTIDO X.....	159
Figura 102: Curva de capacidad en X e Y	159
Figura 103: Bilinealización de la curva de capacidad en X.....	160
Figura 104: Bilinealización de la curva de capacidad en Y.....	160
Figura 105: Objetivos del desempeño	161
Figura 106: Sectorización de la curva de capacidad.....	162
Figura 107: Punto de desempeño para sismo Frecuente en X	163
Figura 108: Punto de desempeño para sismo Ocasional en X.....	163
Figura 109: Punto de desempeño para sismo Raro en X	164
Figura 110: Punto de desempeño para sismo Muy raro en X.....	164
Figura 111: Punto de desempeño para sismo Frecuente en Y	165
Figura 112: Punto de desempeño para sismo Ocasional en Y.....	166
Figura 113 : Punto de desempeño para sismo Ocasional en Y.....	166
Figura 114: Punto de desempeño para sismo Muy Raro en Y.....	167
Figura 115: Desempeño sísmico del edificio en X.....	168
Figura 116: Desempeño sísmico del edificio en Y.....	169
Figura 117: Reforzamiento de viga con encamisado metálico.....	173
Figura 118: Detalle de la sección encamisada.....	174
Figura 119; Sección longitudinal de la viga encamisada.....	174
Figura 120: Secciones de los elementos de acero.....	175
Figura 121: Sección de viga original y Reforzada.....	176
Figura 122: Diagrama Momento- Curvatura de V30x35.....	176
Figura 123: Límites de deformación e idealización bilineal.....	177
Figura 124: Encamisado metálico en columnas	178
Figura 125: Sección transversal de la columna encamisada.....	179
Figura 126: Sección longitudinal de la columna encamisada.....	179
Figura 127: Dimensiones de los ángulos y platinas de acero	181
Figura 128: Secciones de columna original y reforzado.....	182

Figura 129: Diagrama Momento-Curvatura Col. 40x40	182
Figura 130: Momento-curvatura de col. reforzada 40x40	183
Figura 131: Secciones de columna original y reforzado C. 30x30.....	184
Figura 132: Diagrama Momento-Curvatura Col. 40x40	184
Figura 133: Momento-curvatura de col. reforzada 30x30	185

RESUMEN

En el presente trabajo se utilizaron dos métodos cualitativo y cuantitativo, para el primero se realizó una inspección visual rápida que se rige a lo descrito por la FEMA-154, apoyado por la norma vigente en el país la NEC 2015, donde se determinó que la estructura posee un alto grado de vulnerabilidad ante la creatividad sísmica debido a un problema patológico de columna corta generando una irregularidad en elevación muy severa. Y para el método cuantitativo, se utilizó el análisis estático no lineal mediante el software Etabs.

Con la información que se obtuvo en el campo se realizaron dos modelos, el análisis modal espectral del cual se analizó el comportamiento lineal de la estructura, periodos de vibración, cortantes basales y derivas de piso, así mismo del análisis estático no lineal se obtuvo la curva de capacidad de la estructura para X e Y, se determinó también el punto de desempeño de dicha estructura.

Del análisis realizado se determinó el método más apropiado para el reforzamiento a nivel local de algunas vigas y columnas de la estructura, siendo el encamisado metálico con ángulos y platinas el más práctico y económico, método que aumenta de manera considerable la capacidad de los elementos estructurales para soportar las fuerzas aplicadas sobre ellos. De esa manera se logró dar la capacidad necesaria a todos los componentes de la estructura sin alterar el excelente comportamiento global que ya tenía la edificación, con lo que se cumplió el desempeño esperado para la misma.

Palabras claves: Vulnerabilidad, No lineal, Amenaza Sísmica, Reforzamiento Estructural, Capacidad Estructural, Desempeño Sísmico.

ABSTRACT

Two methods were used in this document, qualitative and quantitative, for the first, Rapid Visual Screening (RVS) is performed according to FEMA 154, supported by the NEC 2015, where it was determined that the structure has a high degree of vulnerability to earthquakes due to a pathological problem of short column generating a very severe irregularity in elevation. On the other hand, for the quantitative method, the non-linear static analysis is performed by means of the Etabs software.

With the information obtained on site, two models were carried out, the spectral modal analysis of which the linear behavior of the structure, vibration periods, basal shear and floor drifts were analyzed, as well as the non-linear static analysis the structure capacity curve for X and Y, the performance point of said structure was also determined.

The analysis determined the most appropriate method for the local reinforcement of some beams and columns of the structure, being the metal encasing with angles and plates the most practical and economical, a method that considerably increases the capacity of the structural elements to withstand the forces applied on them. In this way, it was possible to give the necessary capacity to all the components of the structure without altering the excellent global behavior of the building, thus meeting the performance expected for the building.

Keywords: Vulnerability, Nonlinear, Seismic Threat, Structural Reinforcement, Structural Capacity, Seismic Performance.

CAPITULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

El cinturón de fuego o anillo de fuego se mantiene en constante actividad mediante erupciones volcánicas y eventos sísmicos, esto se puede notar porque el porcentaje estimado de los sismos que se producen en el cinturón de fuego en relación a los sismos globales es de aproximadamente 80%, EEUU y México además de países centroamericanos como Colombia, Ecuador Perú y Chile son los países mayormente afectados por estos fenómenos naturales.[1]

Un referente en cuestión a daños materiales, humanos y económicos es el terremoto de Northridge que tuvo lugar el 17 de enero de 1994 y de magnitud 6.7 generó alrededor de 30 millones de dólares de pérdidas, es así que obtiene un lugar entre los desastres más costosos de los Estados Unidos.[2]

En los últimos años América Latina ha sido afectada por varios sismos, Pujilí (1996) en Ecuador, Nazca en Perú (1996), Punitaqui en Chile (1997) Cariaco en Venezuela (1997), Aiquile en Bolivia (1998), Bahía de Caráquez (1998) en Ecuador, Armenia en Colombia (1999), Arequipa en Perú (2001) y Pedernales (2016),.[3]

Aunque en los sismos de Pujilí, Nazca, Punitaqui y Arequipa la gran mayoría de las construcciones afectadas fueron de adobe, no es menos cierto que en los sismos de Aiquile, Armenia, Bahía de Caráquez colapsaron construcciones de hormigón armado pero en el caso particular de este último varios edificios fueron diseñados y construidos en la última década tuvieron un comportamiento sísmico deficiente.[3]

A las pérdidas conocidas también se debe añadir las pérdidas debidas a la interrupción de la actividad económica y de los servicios que en ellas se ofrecen, de tal forma que el malestar que generan en la comunidad es muy grande.[3]

Apenas sucedido el terremoto, tuvieron lugar numerosos reportes de edificios colapsados, edificios construidos de hormigón prefabricado, hormigón armados, madera, no obstante no se registraron daños significativos de estructuras de acero pero luego de varios meses de inspecciones a dichas estructuras, los profesionales

descubrieron ciertas fracturas en las conexiones vigas y columnas, es entonces que se empezó a crear normativas especializada en conexiones viga-columna, lo que se conocen hoy como conexiones precalificadas.[2]

No hay que pasar por alto que el diseño de una estructura de hormigón armado no termina cuando se han obtenido las secciones, así como la armadura horizontal y vertical de sus miembros estructurales. Al contrario, ahí se inicia la verificación del desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener esa estructura ante diferentes sismos. Suele suceder que al verificar el desempeño de una estructura se encuentren algunos errores o deficiencias, pero aún es tiempo de corregirlas y optimizar el funcionamiento de la edificación. No hacer esto a pesar de contar con un gran desarrollo informático de contar con una gran cantidad de ensayos de laboratorio, de contar con una gran cantidad de contribuciones científicas, no hacerlo sería inaceptable e imperdonable.[3]

Por otra parte del diseño de estructuras basado en desempeño tiene como objetivos primordiales que las edificaciones concebidas bajo este concepto sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin presentar daños estructurales significativos que puedan llevarlas al colapso, sin embargo se considera un único nivel de movimiento del terreno para el cual se prevé que la estructura no colapsará, entonces actualmente solo se diseña para un sismo y no se revisa el desempeño para otras sollicitaciones.[4]

Lo que se pretende en la actualidad es sustituir la vieja filosofía de diseño por el diseño de estructuras basado en el desempeño, mismo que es posible realizarlo siguiendo lineamientos mostrados en los códigos de construcción como por ejemplo el FEMA, código aceptado en la amplia mayoría de países latinoamericanos, incluido Ecuador.[4]

El Ecuador se denotan dos Nichos sísmicos el uno en el sector del Puyo y el otro en las Galápagos. El Nicho del Puyo, que se localiza en las coordenadas 1.7 Latitud Sur y 77.8 Longitud Oeste, se caracteriza principalmente por un predominio de sismos de magnitud entre 4 y 4.9 con profundidades focales mayores a 100 Km mientras que el Nicho Galápagos se encuentra localizado en las coordenadas 0.30 de Latitud Sur y 91 de Longitud Oeste que tuvo una gran actividad sísmica y son superficiales pero que ventajosamente han sido de pequeña magnitud.[3]

En el último terremoto registrado en el callejón interandino fue el 5 de agosto de 1949 que causó gran daño en Ambato, Pelileo y poblaciones aledañas. A partir de esa fecha no se han registrado sismos severos en las provincias de la serranía ecuatoriana. El sismo de 1949 tuvo una magnitud de 6.8 y claro, aunque aparentemente no fue de mucha magnitud ocasionó muchos daños materiales y humanitarios, los cuales claramente se debieron a diseños y construcción con muchas carencias pero en el peor de los casos por construcciones sin ninguna supervisión profesional ni técnica.[3]

Atendiendo a la catástrofe suscitada en abril del 2016 en Pedernales, se realizaron diversas investigaciones como la “Evaluación de desempeño sísmico del Hospital General del IESS Manta según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC – SE - RE, 2015)” realizada en el año 2017, Estudio que evalúa dicha edificación mediante el análisis estático no lineal y el análisis estático no lineal empleando el software SAP 2000, esperando utilizar las normativas FEMA 440 para la linealización equivalente y la ATC 40 para el método del espectro de capacidad, obteniendo así los desplazamientos y por ende el punto de desempeño de la estructura evidenciando así que la edificación quedó incapaz de seguir en funcionamiento. Este documento, entre otros, se tomará como referencia para la realización del presente trabajo.[5]

1.2. Justificación

A nivel mundial, la existencia de diferentes placas tectónicas ha hecho posible que ciertas zonas, en específico, sean más propensas a sismos y erupciones volcánicas, las cuales por lo general suelen estar en los límites de cada placa o cerca a una falla geológica. Con dichos fenómenos se han producido gran infinidad de daños materiales y humanos como el terremoto sucedido en Tohoku - Japón en 2011 sumado al posterior tsunami que desde el punto de vista económico se ha tratado de la catástrofe natural más costosa de la historia de ese país con un estimado de 198.000 a 308.000 millones de dólares equivalentes al 2,3% y el 5,2% del PIB japonés, así mismo el terremoto de Kobe en 1995 que generó unas pérdidas económicas de aproximadamente 175.000 millones de dólares. Por hacer una comparación en cuestión a daños económicos con otro terremoto considerable, se cita al terremoto de Northridge (California) 1994 que tuvo un coste aproximado de 205.000 millones de dólares.[6]

Por otra parte, las pérdidas de vidas humanas en el terremoto de tohoku ascendieron a más de 12.000 fallecidos y más de 15.000 desaparecidos en cambio en el terremoto de Kobe fueron alrededor de 6.000 muertos, lo cual muestra claramente que el terremoto de Tohoku fue el más destructivo de Japón. Sin embargo, el número de víctimas es bajo en comparación a otros eventos dados en diferentes partes del mundo como el de Sichuán (China) en 2008, que alcanzaron las 70.000 víctimas y sobre todo el terremoto de Haití de 2010 con más de 310.000 personas fallecidas, cifras que revelan el alto grado de preparación de Japón ante catástrofes y del elevado desarrollo económico de este país.[6]

Es así que la sismicidad en el Ecuador es consecuencia de la interacción entre dos placas, la de Nazca y la Sudamericana. La subducción de la primera bajo la segunda es la que genera ciertas fuerzas de gran intensidad que a su vez hace a este país de alto peligro sísmico, aunque su historia geológica no se haya definido con exactitud.[7]

El Ecuador está afectado a su vez por dos tipos de sismos, los generados por subducción y aquellos superficiales que se generan en relación a la deformación andina actual.[7]

En 1988 el EPN empezó la instalación de la Red Nacional de Sismología que en sus inicios constaba de 13 estaciones, luego de ello al concluir su segunda fase se dispone

de 24 estaciones de periodo corto (Mas 5 que están siendo instaladas). Dada la distribución dispersa (50 – 80 km) de los instrumentos de la Red Nacional ligada al número reducido de estaciones, ahora solo se han obtenido resultados parciales pero se han obtenido datos de una actividad microsísmica relativamente intensa de por lo menos 100 sismos al mes, en especial en la zona de Pisayambo.[7]

El estudio de la sismicidad histórica emprendido hace ya más de 35 años por el Observatorio Astronómico y la EPN, ha abierto las puertas al conocimiento de las intensidades de los sismos ocurridos en el país desde 1941, año que se describe el primer terremoto, la sismicidad histórica muestra que el Callejón interandino ha sido sacudido constantemente por sismos de alta intensidad en cambio las provincias de la costa están sujetas a poderosa actividad de la zona de subducción sin embargo aquí no se han producido tantas muertes como en la sierra por el tipo de construcciones que se manejan de acuerdo a la región.[7]

Una problemática en nuestro país es que los edificios que sufren daños fatales bajo cargas sísmicas que no ameritan tales daños, suelen englobar temas de diseño y procesos constructivos deficientes sumados al uso de materiales de construcción de mala calidad. En la gran mayoría de edificaciones el desempeño de los elementos no estructurales tienen consecuencias fatales, así mismo con los elementos estructurales.[8]

En Ecuador, provincia de Tungurahua, el 5 de agosto de 1949 tuvo lugar un sismo de magnitud de 6.8 en la escala sismológica de Richter. Las ciudades cercanas a Ambato como Pelileo, Píllaro, Pelileo, Patate, Cevallos fueron prácticamente destruidas. El terremoto destruyó inmuebles por todos lados, se interrumpió la red de agua y las líneas de comunicación y abrió una grieta en la que la pequeña ciudad libertad se hundió, tal catástrofe ocasionó alrededor de 5.050 vidas humanas y millones de sucres en pérdidas económicas. Posteriormente en abril del 2016 se generó un gran terremoto de denominación ocasional, con epicentro entre las parroquias de Pedernales y Cojimíes del Cantón Pedernales, en la provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 Mw, mismo que generó grandes pérdidas tanto humanas como materiales. [9]

El Ecuador al encontrarse en el Cinturón de fuego del Pacífico es una zona geológicamente muy dinámica. La Costa ecuatoriana se encuentra en el margen de la

zona de subducción de la placa oceánica de Nazca con las placas continentales de América del Sur y el Caribe, lo que hace muy vulnerable a terremotos y tsunamis de origen tectónico.

Es por esta razón que la NEC – 15 y el “Manual Para la Regulación de Procesos Constructivos” brindan una serie de parámetros de diseño y construcción, respectivamente que buscan reducir el inadecuado funcionamiento de las estructuras durante eventos sísmicos o cargas laterales como tal.[8]

Para la nueva filosofía de diseño sismorresistente se aplica la condición de verificar el desempeño de la estructura ante varias acciones entre una de las más importantes, la sísmica, la idea principal es que si la resistencia sísmica del sistema estructural a las fuerzas laterales a las que probablemente estará sometido es mayor a la del correspondiente sismo de diseño, no se producirán deformaciones inelásticas ni plastificaciones en las secciones (Rótulas plásticas), es por eso que el análisis del método “Pushover” es la más práctica y mejor opción para dar solución a este análisis.

Es una práctica común realizar la evaluación de una estructura existente bajo los criterios del FEMA 154 y la NEC vigente, el análisis de la nueva estructura en su totalidad se realizará mediante el método “Pushover”, mismo que ayuda a una simulación de la estructura frente a la acción sísmica, además permite la obtención de los desplazamientos máximos y puntos críticos para los reforzamientos.[7]

En base a los antecedentes sísmicos que el país presenta y a las afectaciones que se han visto después de los terremotos y más después del sucedido en Pedernales en el 2016, se nota que hay muchas deficiencias en el análisis, diseño y construcción de todo tipo de edificaciones, y dado que las existentes pueden estar en seria vulnerabilidad sísmica, se hace totalmente necesario estudiarlas y cuantificar esta vulnerabilidad mediante diversos métodos como los que se presentan en este trabajo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Realizar el análisis del desempeño sísmico del Hospital Veterinario de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de vibraciones.

1.3.2. Objetivos específicos

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

1.4. Fundamentación Teórica

1.4.1. Tectónica y sismicidad en el Ecuador

Ecuador se encuentra dentro de un particular movimiento tectónico. Un sector del territorio está forma parte de la microplaca denominada “Bloque andino”, misma que pertenece a la placa Sudamericana, esta microplaca se encuentra en una interacción entre la placa Nazca, Cocos y Caribe. Mientras tanto la región sur del Ecuador se encuentra en la interacción entre la placa sudamericana y Nazca. Esta dinámica de placas hace que el Ecuador presente tres diferentes inclinaciones de la subducción de la placa de Nazca con la continental.[10]

- a) De la latitud 1°N hacia el norte del territorio. Se presenta una subducción normal con un ángulo aproximado de inclinación de 35°[10]
- b) Entre la brecha conformada por las latitudes 1°N y 3°S, existe una inclinación de la subducción de 25° aproximadamente.[10]
- c) La tercera zona de inclinación de la subducción que se forma, al sur de la latitud 3°S, Presenta un ángulo menos que 25°.[10]

1.4.2. Peligro o demanda sísmica

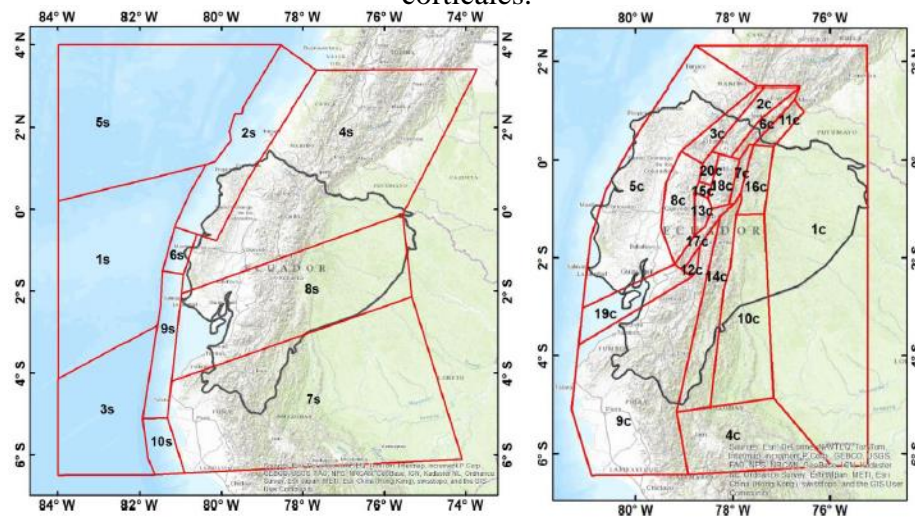
Se puede definir al peligro o amenaza sísmica como la probabilidad de que en un sitio de interés se excedan ciertos valores de intensidad en un lapso dado, es decir, conocer la frecuencia y severidad de los posibles eventos.[10]

1.4.3. Zonas sísmicas del Ecuador

Las principales fuentes sísmicas que definen el peligro sísmico en el Ecuador son la subducción (Interplaca e intraplaca) y las corticales (Superficiales). Cada una de estas

fuentes produce un proceso de acumulación de energía que al ser liberada produce aquello que conocemos como eventos sísmicos. Los sismos interplaca (Profundidad menor a 40 Km) son los sismos generados por el cruce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de toda su zona de convergencia. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) que corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, producidos por la subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa Sudamericana y por +ultimo los sismos corticales (Profundidades menores a 40 Km) que son aquellos que se producen dentro de la placa Sudamericana.[10]

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



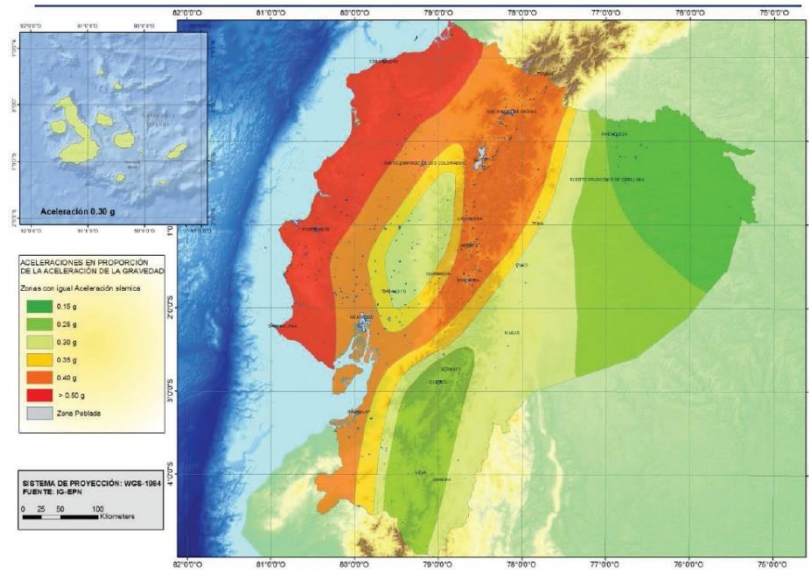
Fuente: E. Reinoso, P. Quinde, Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca.

1.4.3.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para edificaciones de uso normal, Z es un valor que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y esta es expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. [11]

El sitio en el cual se implantará la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por un valor de Z de acuerdo con el mapa de la Figura 2.

Figura 2: Mapa de Zonificación del Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

El mapa para zonificación sísmica proviene de una serie de estudios de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (Período de retorno 475 años), que incluye valores (Z) de la aceleración en roca en función de la gravedad mostrados en la siguiente tabla.[11]

Tabla 1: Factores de zona sísmica de acuerdo al tipo de suelo.

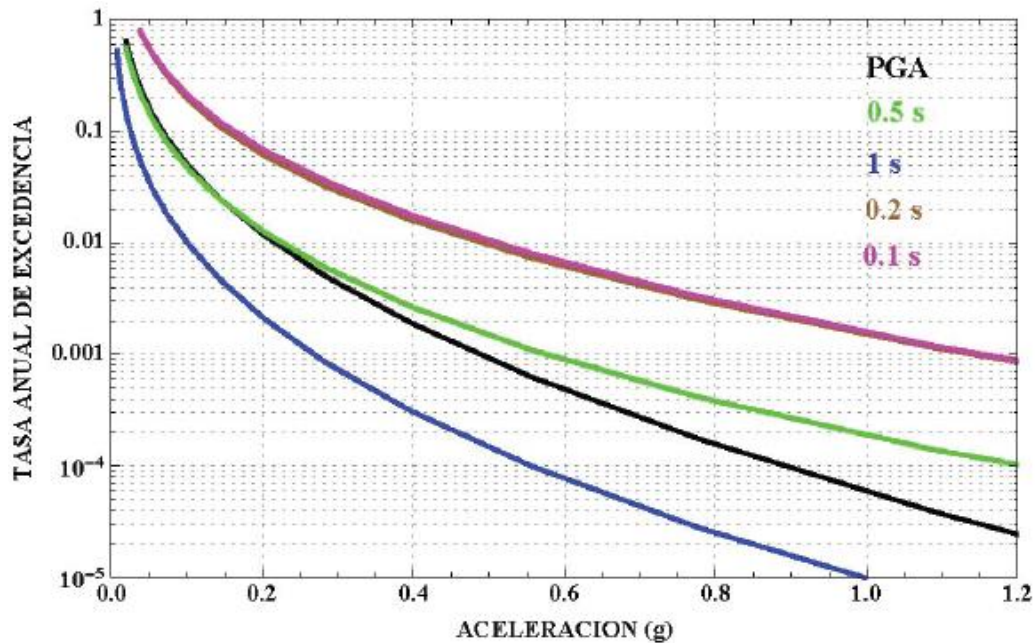
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS-2015

1.4.4. Curvas de peligro sísmico

Para el caso que se necesite diseñar estructuras destinadas a ocupación especial, esencial, obras portuarias, puentes y otras que necesiten un trato especial, para verificar diferentes niveles de desempeño es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia, además en la siguiente figura se incluye las curvas de aceleraciones máximas espectrales del Cantón Ambato para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5, y 1 segundos.[11]

Figura 3: Curvas de peligro sísmico de Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.5. Propiedades de respuesta sísmica del suelo.

Por el comportamiento dinámico diferente que presenta cada tipo y perfil de suelo, enumerados posteriormente, es necesario la realización de distintos tipos de ensayos de laboratorio como el de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico entre otros, mismos que ayudarán a la correcta estimación del módulo de rigidez al cortante y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico [12]

1.4.6. Clasificación del suelo para el diseño sísmico.

En la NEC (Norma Ecuatoriana de Construcción) se puede encontrar una clasificación de perfiles de suelos para el diseño sísmico que engloba seis tipos, mismos que se ven expuestos en la tabla 2.[11]

Los parámetros usados para esta clasificación corresponden a los 30 metros superiores para los perfiles A, B, C, D y E. Si se nota un suelo con estratos claramente diferente, este necesariamente debe subdividirse asignándole un subíndice 1 en la superficie hasta un subíndice n en la parte inferior a los 30 metros superiores del perfil.[11]

Para el caso de un perfil F no se toman en cuenta los mismos criterios que para los demás tipos de perfiles.

Tabla 2: Clasificación de los perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s > = 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de velocidad de onda de corte.	760 m/s $> V_s > 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u > 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de corte.	360 m/s $> V_s > 180$ m/s
	Perfiles de suelos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa . $S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de Perfil que contenga un espesor mayor a 3 metros de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente realizada en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases.	
	F1- Suelos susceptibles a la talla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o suavemente cementados.	
	F2 - Turba arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas 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 a 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,	

Fuente: NEC-SE-DS-2015

1.4.6.1. Coeficientes de perfil de suelo Fas, Fd y Fs.

1.4.6.1.1. Fa: Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de período corto

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente Fa que aplica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.[11]

Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase la sección 10.5.4 de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.6.1.2. Fd : Ampliación de las ordenadas del espectro del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio

Se muestran los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.[11]

Tabla 4: Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase la sección 10.5.4 de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.6.1.3. Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

En la siguiente tabla se muestran los valores del coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.[11]

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase la sección 10.5.4 de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.7. Vulnerabilidad

Se denomina vulnerabilidad a una característica propia de cada edificación que puede hacerla más o menos susceptible a una amenaza externa, por lo general estas amenazas suelen ser eventos sísmicos.[13]

Para la evaluación se pueden tomar en cuenta diferentes formas, una de ellas es la llamada: “Vulnerabilidad Observada” que como su nombre lo indica se la realiza por medio de la observación y levantamiento de planos del estado de fisuración o afectaciones reales producidas por eventos sísmicos, Además también se la puede cuantificar mediante el cálculo de la respuesta sísmica no lineal siendo así una vulnerabilidad calculada o simulada, entonces el resultado más importante a obtenerse por este método es el índice de daño global de la estructura.[13]

1.4.8. Riesgo sísmico

Luego de haber analizado los conceptos de vulnerabilidad y peligro sísmico, se observa que existe una relación directamente proporcional entre ellos, es decir para que en un sitio exista riesgo sísmico debe necesariamente existir vulnerabilidad y peligrosidad sísmicas, entonces el riesgo estudia las consecuencias económicas, sociales y ambientales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de las estructuras sometidas a estas solicitaciones. [14]

Matemáticamente se ha relacionado parámetros definiendo primero un Riesgo sísmico Específico S representado como la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles de los terremotos o peligrosidad sísmica H y la vulnerabilidad sísmica de las estructuras V . Y el riesgo sísmico expresado como la

convolución entre el valor de riesgo Sísmico Específico S y el valor económico de los elementos en riesgo E.[14]

$$S = H \times V$$

$$R = S \times E$$

1.4.9. Daño sísmico en edificaciones

Es el grado de degradación que sufre una estructura por causa de un fenómeno peligroso, este daño se puede reflejar a nivel no estructural como por ejemplo en colapso de paredes, ventanales, acabados y más, además de a nivel estructural en el peor de los casos como por ejemplo agrietamiento de columnas, vigas, losas y cualquier elemento estructural presente en la edificación que ha sido afectada.[15]

1.4.9.1. Elementos propensos al daño

En la cuantificación de los daños es importante identificar con anterioridad los sistemas que se encuentren expuestos en la estructura, estos pueden agrupar cuatro grandes grupos:

- **Elementos estructurales:** son los elementos que componen el principal sistema resistente a cargas del que consta la edificación.[15]
- **Elementos arquitectónicos:** son otros elementos que forman parte de la habitabilidad y distribución de los espacios tales como paredes, ventanales, etc. [15]
- **Instalaciones:** hace referencia a todos los elementos que de una u otra forma suministran servicios dentro de la edificación. [15]
- **Contenidos:** son los elementos que están contenidos dentro de la edificación y no pertenecen al edificio propiamente, estos comprenden material inmobiliario y equipos. [15]

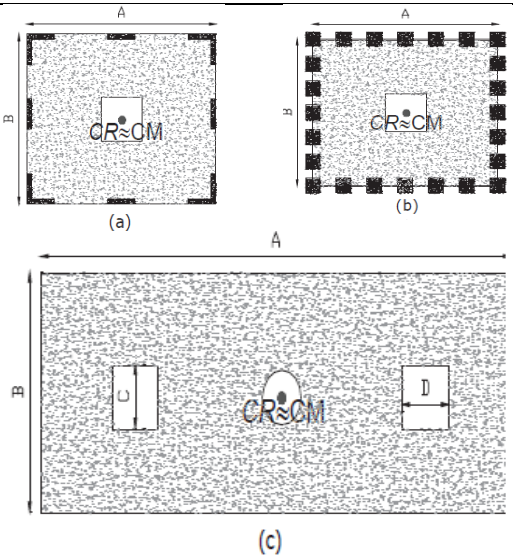
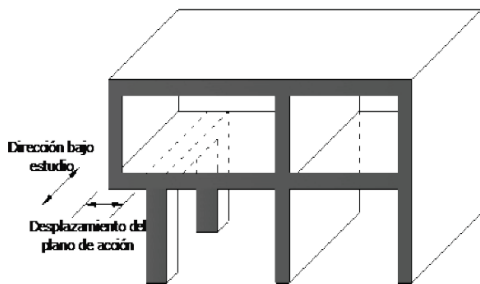
1.4.10. Configuración estructural

En términos generales la configuración estructural hace referencia al tamaño y forma del edificio, es decir, engloba la naturaleza, tamaño y estado de sus elementos estructurales y no estructurales que pueden influir en su comportamiento sismorresistente.[15]

1.4.10.1. Configuración en planta

Las normativas de cada país recomiendan una configuración en planta sencilla como cuadrados, rectángulos, círculos o cualquier otra que evite que existan apéndices del edificio que sobresalgan del cuerpo principal generando puntos con mayor o menor rigidez puesto que con ello pueden producirse torsiones que desestabilicen la edificación, por lo mencionado anteriormente y que esto puede generar cierto tipo de ambigüedades, a continuación se muestran algunos parámetros definidos por la normativa ecuatoriana.[15]

Tabla 6: Configuraciones en planta recomendadas e irregulares

Configuración en planta recomendada $\emptyset_{Pi} = 1$	Configuración en planta irregular
 <p>(a) (b) (c)</p>	 <p>Dirección bajo estudio Desplazamiento del plano de acción</p>
<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el centro de rigidez es semejante al centro de masa $\emptyset_{Pi} = 1$</p>	<p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente</p>

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

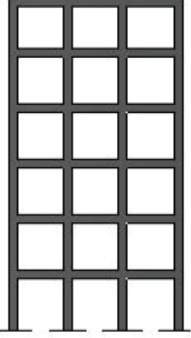
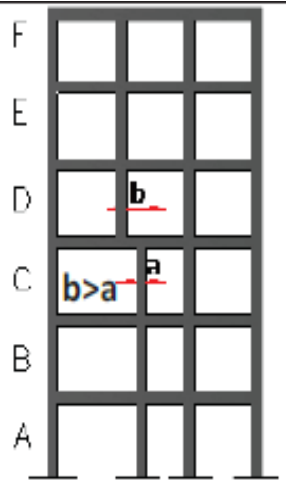
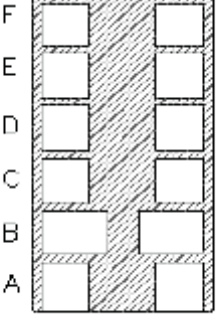
1.4.10.2. Configuración en elevación

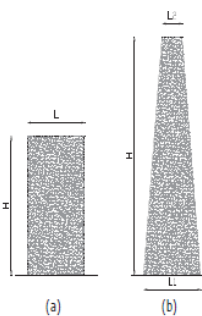
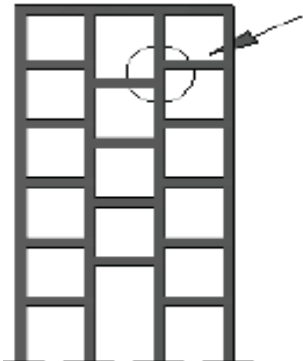
La normativa ecuatoriana advierte que se debe evitar que se produzcan grandes concentraciones de esfuerzos en ciertos niveles del edificio, o ampliaciones del

período, vibraciones, etc. Se debería evitar el cambio brusco de cotas de altura de entrepiso y no se debe concentrar grandes masas en los pisos superiores, efecto conocido como: “Péndulo Invertido”. [11]

En la siguiente tabla se puede observar las recomendaciones de la NEC.

Tabla 7: Configuraciones en elevación recomendadas e irregulares

Configuración en elevación $\emptyset_{Ei} = 1$	Irregularidades en elevación	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles $\emptyset_{Ei} = 1$</p>		<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura es considerada irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran y esos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 
		<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso del piso inmediatamente superior.</p>  <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>

<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional $\phi_{pi} = 1$</p>		<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	
---	---	---	---

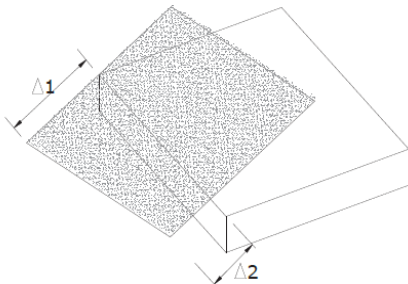
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

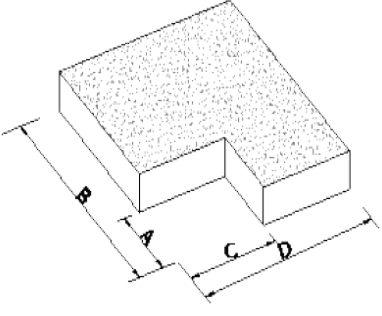
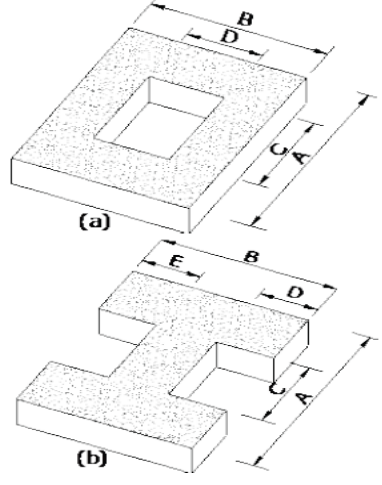
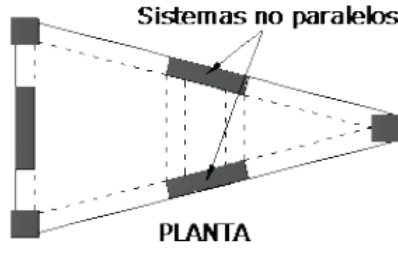
1.4.10.3. Regularidad en planta y elevación

Para el caso de estructuras irregulares. Ya sea en planta o elevación, se toma ciertos valores que “Penalizan” al diseño con el fin de tomar en cuenta dichas irregularidades, de cierta forma, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante algún evento sísmico.[11]

En la siguiente tabla se describen las tipologías de irregularidades y los coeficientes que las definen.

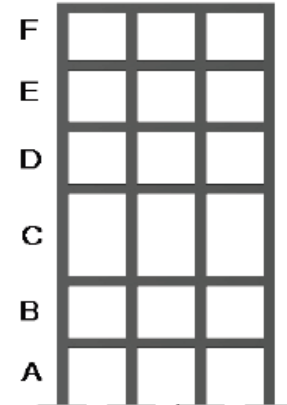
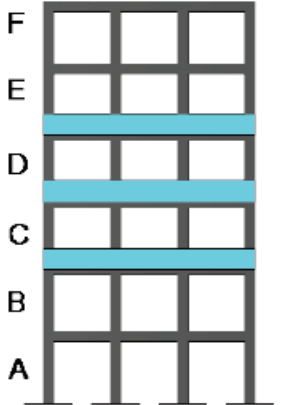
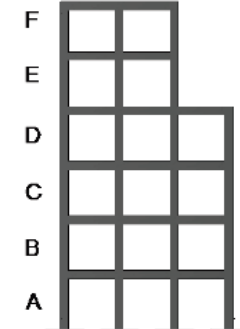
Tabla 8: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1- Irregularidad torsional $\phi_{pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
---	--

<p>Tipo 2- Retrocesos excesivos en las esquinas $\emptyset_{pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3- Discontinuidades en el sistema de piso. $\emptyset_{pi} = 0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > Ax B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4- Ejes estructurales no paralelos $\emptyset_{pi} = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 9: Coeficientes de irregularidad en elevación

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.11. Vulnerabilidad sísmica

Se puede decir que la vulnerabilidad sísmica se da cuando los edificios han sido concebidos, diseñados y construidos bajo procesos que no garantizan el buen

comportamiento de este ante solicitaciones de fuerzas externas, entendiéndose a estas como acciones sísmicas, viento, etc. [16]

1.4.12. Métodos para la evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

Para realizar el estudio de análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación la literatura internacional presenta algunos métodos pero en términos generales se pueden clasificar en dos grupos: [17]

1.4.12.1. Métodos cualitativos

Por lo general estos métodos se usan cuando la cantidad de edificaciones a evaluar es considerable o también cuando se tiene la seguridad del estado del edificio y solo se desea corroborar.[17]

1.4.12.1.1. Evaluación visual rápida (RVS) de edificios para potencial riesgo sísmico FEMA 154

El FEMA 154 es un manual que muestra al profesional el correcto procedimiento para una evaluación rápida visual de construcciones existentes y así clasificarlas en tres categorías, edificaciones con baja vulnerabilidad en cuanto a daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo, los de vulnerabilidad media y los de vulnerabilidad alta, mismos que deberían ser estudiados de manera más detallada por un profesional experto en estructuras.[18]

Esta es solo una evaluación rápida en la cual el profesional a cargo únicamente necesita realizar una visita a edificación y llenar unos formularios que se detallará posteriormente y tabular sus datos para así obtener una puntuación que develará el estado de vulnerabilidad que posee la misma.[18]

El objetivo principal de los formularios es ayudar a puntuar la estructura, el cual ayudará a determinar el desempeño sísmico esperado de la misma, existen dos niveles de análisis:

- **Formulario de Nivel 1**

En este formulario se recolecta datos de la estructura como: uso, tamaño, geometría, fotografía, boceto, así como datos concernientes al desempeño sísmico de la edificación. La puntuación básica que se le asigna a esta dependerá del sistema estructural que la constituye.[19]

- **Formulario de nivel 2**

Este es un nivel opcional de análisis más detallado del edificio, para lo cual se utiliza un formulario específico para el nivel, este permite al evaluador ajustar la calificación final de la estructura modificando la puntuación básica de la misma con factores de modificación tomando en cuenta la probabilidad de colapso de la estructura debido a la ocurrencia de un sismo poco frecuente.[19]

El rango de la calificación oscila entre 0 y 7, siendo la puntuación más alta la que señala que la estructura tiene poca probabilidad de colapso y por ende un mejor desempeño estructural y para la puntuación más baja, viceversa.[19]

Tabla 11: Formulario de recolección de datos Nivel 2

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards FEMA P-154 Data Collection Form		Level 2 (Optional) HIGH Seismicity		
Optional Level 2 data collection to be performed by a civil or structural engineering professional, architect, or graduate student with background in seismic evaluation or design of buildings.				
Bldg Name:	Final Level 1 Score: $S_{L1} =$	(do not combine S _W)		
Screened:	Level 1 Irregularity Modifier: $V_{L1} =$	Vertical Irregularity: $V_{L2} =$	Plan Irregularity: $P_{L2} =$	
Date/Time:	ADJUSTED BASELINE SCORE: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$			
STRUCTURAL MODIFIERS TO ADD TO ADJUSTED BASELINE SCORE				
Topic	Statement (if statement is true, circle the "Yes" modifier; otherwise cross out the modifier.)	Yes	Subtotal	
Vertical Irregularity, V_{L2}	Rooping Site	W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-1.2	
		Non-W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-0.3	
	Weak and/or Soft story (circle one maximum)	W1 building: cripple wall: An unbraced cripple wall is visible in the crawl space.	-0.6	
		W1 house over garage: Underneath an occupied story, there is a garage opening without a steel moment frame, and there is less than 8' of wall on the same line (for multiple occupied floors above, use 16' of wall minimum).	-1.2	
		W1A building open front: There are openings at the ground story (such as for parking) over at least 50% of the length of the building.	-1.2	
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is less than 50% of that at story above or height of any story is more than 2.0 times the height of the story above.	-0.9	
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is between 50% and 75% of that at story above or height of any story is between 1.3 and 2.0 times the height of the story above.	-0.5	
	Setback	Vertical elements of the lateral system at an upper story are outboard of those at the story below causing the diaphragm to cantilever at the offset.	-1.0	
		Vertical elements of the lateral system at upper stories are inboard of those at lower stories.	-0.3	
		There is an in-plane offset of the lateral elements that is greater than the length of the elements.	-0.3	
Short Column/ Pier	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: At least 20% of columns (or piers) along a column line in the lateral system have height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio at that level.	-0.5		
	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: The column depth (or pier width) is less than one half of the depth of the span/rel, or there are joint walls or adjacent floors that shorten the column.	-0.5		
Other	Spill Level: There is a spill level at one of the floor levels or at the roof.	-0.5		
	Other: There is another observable severe vertical irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-1.0		
	Irregularity: There is another observable moderate vertical irregularity that may affect the building's seismic performance.	-0.5		
Plan Irregularity, P_{L2}	Torsional irregularity: Lateral system does not appear relatively well distributed in plan in either or both directions. (Do not include the W1A open front irregularity listed above.)			-0.7
	Non-parallel system: There are one or more major vertical elements of the lateral system that are not orthogonal to each other.			-0.4
	Reentrant corner: Both projections from an interior corner exceed 20% of the overall plan dimension in that direction.			-0.4
	Diaphragm opening: There is an opening in the diaphragm with a width over 50% of the total diaphragm width at that level.			-0.3
	C1, C2 building out-of-plane offset: The exterior beams do not align with the columns in plan.			-0.4
Other irregularity: There is another observable plan irregularity that obviously affects the building's seismic performance.			-0.7	
Redundancy	The building has at least two bays of lateral elements on each side of the building in each direction.			+0.3
Rounding	Building is separated from an adjacent structure by less than 1% of the height of the shorter of the building and adjacent structure and:	The floors do not align vertically within 2 feet.	(Cap row)	-1.0
		One building is 2 or more stories taller than the other.	rounding	-1.0
		The building is at the end of the block.	modifiers at -1.2)	-0.5
SC Building	"X" bracing geometry is visible.			-1.0
C1 Building	Flat plate slabs at the beam in the moment frame.			-0.4
PC1/RM1 Bldg	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending. (Do not combine with post-benchmark or retrofit modifier.)			+0.3
PC1/RM1 Bldg	The building has closely spaced, full height interior walls (rather than an interior space with few walls such as in a warehouse).			+0.3
URM	Gable walls are present.			-0.4
MH	There is a supplemental seismic bracing system provided between the carriage and the ground.			+1.2
Retrofit	Comprehensive seismic retrofit is visible or known from drawings.			+1.4
FINAL LEVEL 2 SCORE: $S_{L2} = (S + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$ (Transfer to Level 1 form)				
There is observable damage or deterioration or another condition that negatively affects the building's seismic performance: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No If yes, describe the condition in the comment box below and indicate on the Level 1 form that detailed evaluation is required independent of the building's score.				
OBSERVABLE NONSTRUCTURAL HAZARDS				
Location	Statement (Check "Yes" or "No")	Yes	No	Comment
Exterior	There is an unbraced unreinforced masonry parapet or unbraced unreinforced masonry chimney.			
	There is heavy cladding or heavy veneer.			
	There is a heavy canopy over exit doors or pedestrian walkways that appears inadequately supported.			
	There is an unreinforced masonry apron/ledge over exit doors or pedestrian walkways.			
	There is a sign posted on the building that indicates hazardous materials are present.			
	There is a taller adjacent building with an unanchored URM wall or unbraced URM parapet or chimney.			
	Other observed exterior nonstructural falling hazard:			
Interior	There are hollow clay tile or brick partitions at any stair or exit corridor.			
	Other observed interior nonstructural falling hazard:			
Estimated Nonstructural Seismic Performance (Check appropriate box and transfer to Level 1 form conclusions)				
<input type="checkbox"/> Potential nonstructural hazards with significant threat to occupant life safety → Detailed Nonstructural Evaluation recommended				
<input type="checkbox"/> Nonstructural hazards identified with significant threat to occupant life safety → But no Detailed Nonstructural Evaluation required				
<input type="checkbox"/> Low or no nonstructural hazard threat to occupant life safety → No Detailed Nonstructural Evaluation required				

Fuente: FEMA 154

- **Determinación de región de sismicidad.**

En la siguiente tabla se muestran las regiones sísmicas en función a la Respuesta de Aceleración espectral en donde g representa la aceleración horizontal en función de la gravedad.[19]

Tabla 12: Región sísmica en función de la aceleración espectral para MCE.

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

Fuente: FEMA 154

- **Tipo de suelo**

En el formulario se puede observar que el modificador presenta tres tipos de suelo (C, D y E), aunque la NEC indique que existen 6, esto es debido a que se considera que para suelos tipo A y B no existe mayor afectación en las estructuras frente a un sismo. En cambio para el suelo tipo F no se puede Mostrar un modificador debido a que las estructuras cimentadas sobre este no pueden ser evaluadas eficazmente.[18]

Si la estructura posee un sistema de cimentaciones con pilotes, se puede calificarla como cimentada sobre un suelo “mejorado”, es así que si esta está sobre un suelo D, si tiene pilotes se le puede considerar como un suelo tipo C.[18]

Tabla 13: Tipos de suelos para la RVS

Tipo de suelo	Velocidad de onda de cortante Vs (m/s)	Número de golpes de SPT	Resistencia al corte no drenado Su (KPa)
C	$760 > V_s \geq 360$	$N \geq 50$	$S_u \geq 100$
D	$360 > V_s \geq 180$	$50 > N \geq 15$	$100 > S_u \geq 50$
E	$V_s < 180$	$N < 15$	$S_u < 50$

Fuente: NEC-SE-DS-2015

- **Identificación de sistemas estructurales.**

La evaluación rápida visual se basa en la premisa de que el profesional a cargo es capaz de identificar y clasificar a la estructura en uno de los 15 sistemas estructurales mostrados en la siguiente tabla y que están descritos en el FEMA 154. [20]

Tabla 14: Sistemas estructurales

Símbolo	Sistema estructural
W1	Estructuras de madera liviana, edificios residenciales y comerciales con un área menor o igual a 465 metros cuadrados
W2	Estructuras de madera liviana con área de edificación mayor a 465 metros cuadrados.
S1	Edificios con pórticos de acero
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero
S3	Construcciones livianas de metal
S4	Edificios con estructura de acero con muros de corte de concreto
S5	Edificios con estructura de acero con muros de corte de albañilería no reforzada
C1	Edificios con pórticos de concreto
C2	Edificios con muros de corte de concreto
C3	Edificios de concreto reforzados con muros de albañilería
PC1	Edificios Tilt-Up (Que se ensamblan o izan en campo)
PC2	Estructuras de concreto prefabricado
RM1	Edificios de albañilería reforzada con diafragma flexible
RM2	Edificios de albañilería reforzada con diafragma rígido
URM	Edificaciones con muros de albañilería no reforzada

Fuente: FEMA 154

Las puntuaciones básicas para cada tipo de edificaciones aparecen en cada formulario de registro de datos así como se muestra en la siguiente figura.[20]

Tabla 15: Puntuación estructural básica.

Tipo de edificación	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Puntaje estructural básico	7.4	6.0	4.6	4.8	4.6	4.8	5.0	4.4	4.8	4.4	4.4	4.6	4.8	4.6	4.6

Fuente: FEMA 154

- **Atributos y modificadores de Puntuación.**

La severidad del impacto en el desempeño estructural varía dependiendo del tipo de sistema estructural de carga, por lo que los modificadores de puntuación asignada dependen del tipo de sistema estructural del que cuenta la edificación, estos modificadores se muestran en la siguiente tabla. [20]

Tabla 16: Modificadores de puntaje estructural

Medio altura (4 a 7 pisos)	NA	NA	+0.2	+0.4	NA	+0.2	-0.2	+0.4	-0.2	-0.4	NA	-0.2	-0.4	-0.2	-0.8
Gran altura (>7 pisos)	NA	NA	+1.0	+1.0	NA	+1.0	+1.2	+1.0	0.0	-0.4	NA	-0.2	NA	0.0	NA
Irregularidad vertical	-4.0	-3.0	-2.0	-2.0	NA	-2.0	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0	NA	-1.5	-2.0	-1.5	-1.5
Irregularidad de planta	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
Pre-Code	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Post-Benchmark	0.0	+0.2	+0.4	+0.8	NA	+0.8	NA	+0.8	+0.4	NA	+0.2	NA	+0.2	+0.4	+0.4
Suelo tipo C	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-0.4	-0.4	-0.4	-0.2	-0.4	-0.2	-0.4
Suelo tipo D	-1.0	-0.8	-1.4	-1.2	-1.0	-1.4	-0.8	-1.4	-0.8	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8
Suelo tipo E	-1.8	-2.0	-2.0	-2.0	-2.0	-2.2	-2.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.8	-2.0	-1.4	-1.8	-1.4
PUNTAJE FINAL, S															

Fuente: FEMA 154

1.4.12.1.2. Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes basado en NEC 2015

La evaluación visual rápida está basada en el FEMA 154 y fue desarrollado para profesionales de la construcción encargados de evaluar estructuras existentes y clasificarlas en distintas categorías, baja, media y alta vulnerabilidad estructural. [18]

En la siguiente tabla se muestra el formulario a utilizar para la recolección de datos en campo y posterior puntuación de la estructura.

Tabla 17: Formulario de evaluación visual rápida.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																											
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>DATOS DE LA EDIFICACION:</p> <p>Dirección:</p> <p>Nombre de la edificación:</p> <p>Sitio de referencia:</p> <p>Tipo de uso: Fecha de evaluación:</p> <p>Año de construcción: Año de remodelación:</p> <p>Área Construida (m²): Número pisos:</p> <p>DATOS DEL PROFESIONAL</p> <p>Nombre del evaluador:</p> <p>C. I.</p> <p>Registro SENESCYT</p> <p style="text-align: center;">FOTOGRAFIA</p> </div> </div>																											
														TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
														Madera	WL	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								
														PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
														Tipología del sistema estructural	WL	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
ALTURA DE LA EDIFICACION																											
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														
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION																											
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														
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCION																											
Pre-código (construido antes del 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														
TIPO DE SUELO																											
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														
PUNTAJE FINAL, S																											
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																											
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial																										
2.0<S<2.5	Medio vulnerabilidad																										
S>2.5	Baja vulnerabilidad																										
												Firma responsable de evaluación															
OBSERVACIONES:																											

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

- **Identificación del sistema estructural.**

Esta evaluación rápida visual está sujeta a la suposición de que el profesional encargado de la evaluación será capaz de identificar el sistema estructural de la estructura en análisis.[18]

Si no se puede ingresar a la estructura para identificar el sistema estructural, el evaluador deberá desestimar todos aquellos sistemas que no sean posibles para dicha estructura y hacer una evaluación con los restantes, en ese caso se tomará como valor de S, el más bajo que resulte de la evaluación de los sistemas ya mencionados anteriormente. [18]

Los tipos de estructuras que se presentan en la gran mayoría del territorio nacional son 13, los mismos que se presentan a continuación.

Tabla 18: Tipos de sistemas estructurales utilizados para la evaluación

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

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

2015

- **Modificadores**

Estos son unos factores que afectan significativamente al rendimiento de la estructura ante un evento sísmico y dependen básicamente del sistema estructural de la edificación. [18]

Tabla 19: Modificadores

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
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
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
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
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
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
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
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
TIPO DE SUELO													
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 2015

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

El puntaje final, S, para una estructura es la resultante de la suma o resta algébrica de los modificadores mostrados con anterioridad, al final el evaluador deberá marcar con una x o un visto el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura siguiendo los siguientes lineamientos. [18]

- Si $S > 2.5$ entonces la estructura tiene una vulnerabilidad baja.
- Si S está entre 2 y 2.5 entonces la estructura es de vulnerabilidad media.
- Si S es menor a 2 entonces la estructura es de vulnerabilidad alta y requerirá de una evaluación especial.

El puntaje final al final de cuentas es un estimador o una probabilidad de que la edificación colapsen i se produce un evento sísmico por ejemplo, para un puntaje $S = 2$ implica que hay una probabilidad de 1 en 100 de que la edificación colapse.[18]

1.4.12.2. Análisis cuantitativo

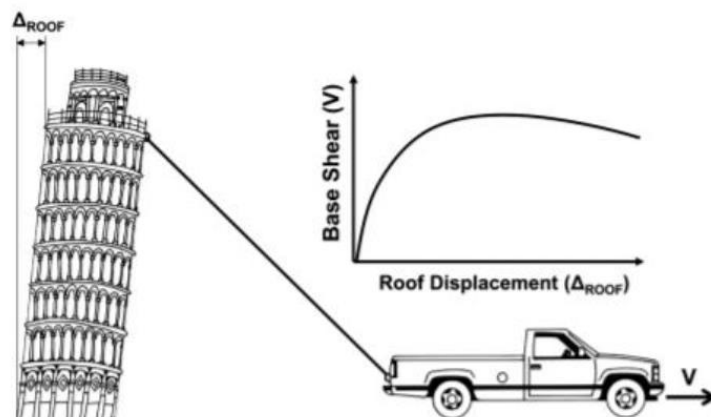
Para ciertos casos y escenarios hace falta la realización de análisis más rigurosos, es así que se dispone de métodos cuantitativos los cuales sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos siempre que estos últimos no presenten resultados claros acerca de la seguridad de la estructura. Es necesario señalar también que se debe tener información del sitio de emplazamiento de la estructura así como características de los materiales con las que fue construida dicha estructura.[17]

1.4.12.2.1. Método PUSHOVER (NSP)

Este es un método relativamente simple que puede representar el comportamiento no lineal de una estructura ante una carga sísmica, esto se logra tras la obtención de un valor estimado de la capacidad resistente de una estructura luego de que esta supere el rango elástico hasta un rango port-elástico. Este método también permite conocer las potenciales zonas débiles de la estructura y seguir la secuencia de daños.[21]

El NSP consiste en aplicar cargas horizontales que incrementen con el tiempo y con una distribución preestablecida. Como si de empujar la estructura se tratara de tal manera que la fuerza cortante total aplicada y el desplazamiento lateral alcance el estado límite o condición de colapso de la estructura para finalmente obtener una curva de capacidad que relaciona el desplazamiento con la fuerza [21]

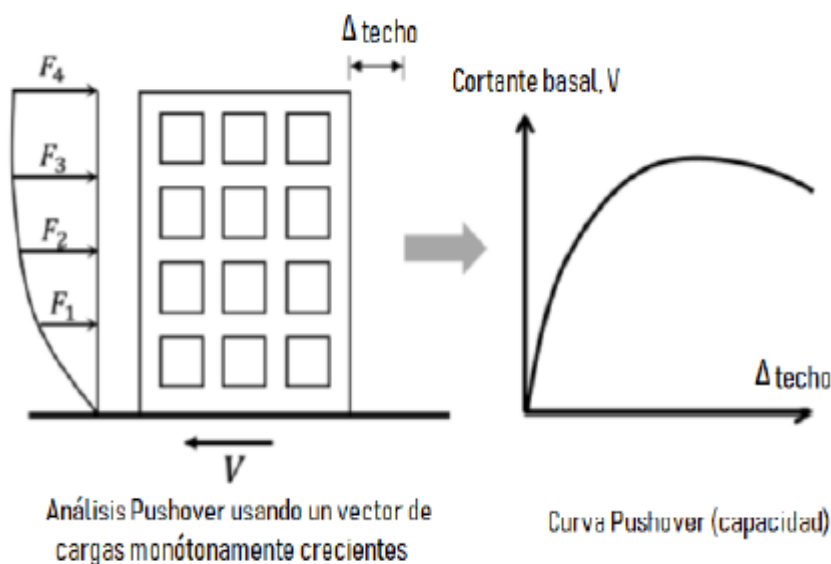
Figura 4: Concepto básico del análisis Pushover



Fuente: Najam, 2017

Es así que el principio básico del Pushover trata de aplicar a cada piso de un modelo estructural inelástico de un edificio, un patrón de fuerzas laterales incrementales que representa una buena estimación de fuerzas laterales simplificadas inducidas por un sismo de periodo de retorno definido produciéndose así una variación de la resistencia y rigidez de los componentes estructurales y en consecuencia la reducción de la resistencia del edificio con el incremento de la carga hasta que la estructura se vuelva inestable y falle.[21]

Figura 5: Esquema de procedimiento Pushover



Fuente: Najam, 2017

- **Modelado y consideraciones de análisis para NSP**

- **Generales**

Seleccionar un nudo de control, patrón de fuerza sísmica, periodo fundamental de la estructura y a su vez el proceso de análisis debe realizarse considerando lo posteriormente mencionado. [22]

La relación entre la fuerza de cortante basal y desplazamiento lateral del nudo de control debe entrar en el rango de 0 y 150% del desplazamiento objetivo.[22]

Las cargas gravitacionales deben ser tomadas en cuenta para el análisis en ambas direcciones y para las combinaciones con fuerzas sísmicas y al máximo efecto que de estas combinaciones surja, así como muestra la siguiente expresión:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

Q_G es la carga de gravedad.

Q_D es la acción causada por cargas muertas.

Q_L es la acción causada por carga viva igual al 25% de carga viva.

Q_S es la acción provocada por una carga de nieve efectiva.

El modelo debe ser discretizado en cada componente para así poder representar la respuesta de fuerza-deformación, para identificar la ubicación de la acción inelástica.[22]

El comportamiento fuerza – desplazamiento de todos los componentes necesariamente se debe incluir en el modelo usando las curvas características completas, incluyendo la degradación de resistencia y la resistencia residual.[22]

- **Nodo de control de desplazamiento para NSP**

Este debe estar ubicado en el centro del techo de la edificación y su desplazamiento debe ser calculado para las fuerzas físicas especificadas.[22]

- **Distribución de fuerzas laterales para el NSP**

La distribución de fuerzas inerciales determina magnitudes relativas de corte, momento y deformaciones de la estructura. Se espera que la distribución real varía a medida que se desarrolla el sismo, en la medida en la que la estructura va fluyendo y las rigideces van cambiando, la distribución depende de la intensidad del sismo y del desempeño sísmico del edificio.[22]

1.4.12.2.2. Comportamiento no lineal de estructuras

Son los efectos que, sobre el comportamiento de las estructuras, tiene la asunción realista de la falta de proporcionalidad entre las acciones y sus efectos, es decir, la carencia de una respuesta sísmica adecuada de la estructura ante cualquier eventualidad sísmica o cualquier otro motivo, esto se puede deber a carencias en los procesos constructivos, materiales no ideales, fallas de diseño y demás.[23]

Al estudiar el comportamiento dinámico de sistemas de un grado de libertad se sume lo siguiente:

- La fuerza de restauración es proporcional al desplazamiento.
- El amortiguamiento provoca disipación de energía. Mismo que es proporcional a la velocidad.
- La masa en el modelo no variará con el tiempo.

Asumiendo lo anterior, las ecuaciones del movimiento resultan de la resolución de la ecuación diferencial

$$F(t) = my'' + cy' + ky$$

No obstante, hay casos físicos reales en los que este modelo lineal no representa de manera apropiada las características dinámicas de la estructura, así que es necesario usar un modelo en el que la fuerza del resorte o amortiguamiento podría no mantenerse proporcional al desplazamiento o a la velocidad, respectivamente, es aquí donde se producen ecuaciones no lineales, más complejas. [24]

Cuando una estructura real está sometida a cargas o desplazamientos, se comporta dinámicamente. Si una de estas dos se aplica lentamente, entonces las fuerzas inerciales se pueden despreciar y ase puede hacer un análisis de carga estático, y este funciona muy bien, pero es bien sabido que los fenómenos físicos llamados sismos, sacuden las estructuras de una manera totalmente abrupta.[24]

1.4.12.2.3. No linealidad del material

El cálculo lineal elástico suele ser el método más utilizado para el cálculo estructural en la fase de diseño, para estructuras comunes si el diseño cumple con el estado límite de servicio con la hipótesis de elasticidad, se puede prácticamente asegurar que

cumplirá el estado límite último, esto sucede debido a que en las normativas, las restricciones de desplazamiento en el estado límite de servicio suelen ser más exigentes que en el estado límite último. [25]

Un interés de un cálculo no lineal del material radica en la contribución resistente de nuevos materiales de construcción, materiales que presentan un comportamiento estructural alejado del típico lineal elástico y en consecuencia la realización de un análisis que considere la no linealidad en el material puede aportar a la seguridad y economía del diseño de los elementos estructurales. [25]

Por otro lado, se observa que en cuestiones de evaluación o rehabilitación estructural es estrictamente necesaria puesto que el diseño ya ha superado algún estado límite y es claramente visible algún tipo de rotura o fisuración en algún elemento estructural e interesa que la estructura no empeore y pueda trabajar con normalidad, es decir, que mantenga el estado límite de servicio y se establezca el estado límite último.[25]

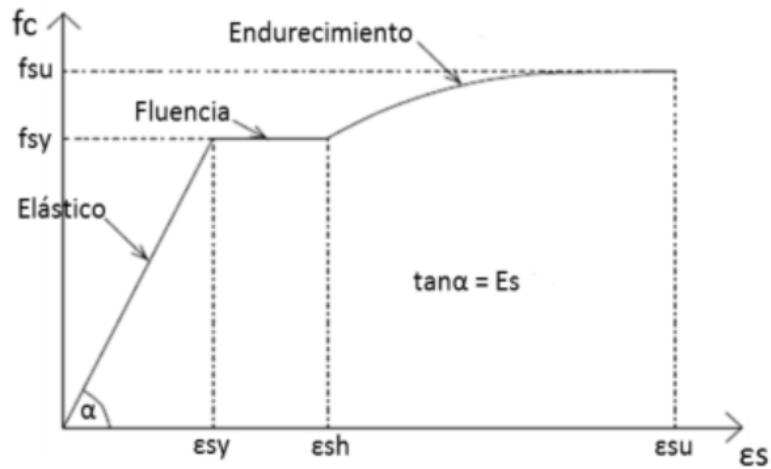
1.4.12.2.4. Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales

Los modelos constitutivos son aquellos que definen la no linealidad de un material y representan el comportamiento histórico de los materiales, siendo unos más complejos que otros y se pueden citar unos cuantos ejemplos como: Modelo Bilineal, Modelo de Rigidez Degradante de Clough y variantes, Modelo de Takeda, Modelo de Mander, Mander entre otros.[26]

- **Modelo constitutivo de Park para el Acero**

Este modelo propuesto en 1975 presenta un comportamiento elastoplástico ideal hasta alcanzar una deformación de endurecimiento, por lo general en el rango de 6 a 8 veces la deformación de fluencia. La zona de fluencia propuesta por Park queda definida por una curva en forma de parábola, hasta alcanzar la deformación de rotura o agotamiento.[27]

Figura 6: Modelo constitutivo de Park para acero de refuerzo



Fuente: Chang Andrés, 2015

Ecuaciones del modelo constitutivo:

$$f_s = E_S \varepsilon_s$$

$$f_s = f_y$$

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

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

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

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

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

Donde:

f_{su} Representa la tensión última del acero.

ε_{su} Representa la deformación última a f_{su}

ε_{sh} Representa la deformación final de la meseta de fluencia

E_S Representa el módulo de elasticidad del acero.

E_{sh} Representa el módulo tangente al inicio del endurecimiento

f_y Representa la tensión de fluencia.

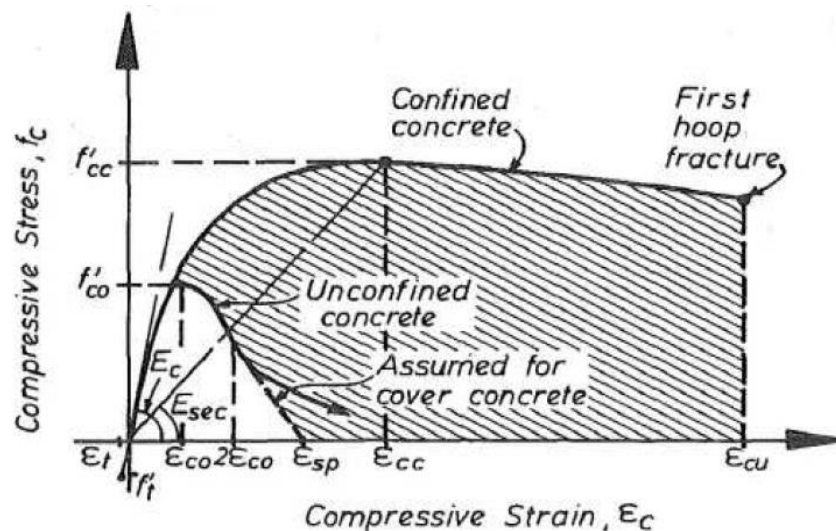
- **Modelo constitutivo para el hormigón, Mander (1988)**

Este modelo está definido por una curva continua y considera que el efecto de confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c sino también la resistencia a compresión del concreto. En este modelo la deformación unitaria del concreto ϵ_u se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar el núcleo del concreto por lo que las deformaciones transversales del mismo tendrán que ser muy grandes. [28]

Este modelo surge a partir de la comparación de los resultados de una jornada experimental de 40 pruebas de compresión concéntrica. Este programa consistió en columnas de hormigón reforzado, circulares, cuadradas y rectangulares, casi de tamaño completo, probadas a una velocidad de deformación lenta o rápida (Dinámica), con o sin carga cíclica. [29]

Mander propone un enfoque unificado de tensión deformación para el hormigón confinado aplicable tanto a refuerzo transversal circular como al rectangular. Este se basa en la ecuación sugerida por Popovics . Para una velocidad de deformación lenta, y una carga monótona la tensión de compresión longitudinal del concreto y su comportamiento en general viene dada por ecuaciones que se mostrarán posteriormente.[29]

Figura 7: Modelo de Mander propuesto para hormigón confinado y no confinado



Fuente: Mander. J.

Ecuaciones:

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

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

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

Relación de módulos de elasticidad:

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

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

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.97 fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right)$$

$$fl = 0.5 k_e \rho_s f_{yh}$$

Donde:

f'_{cc} Representa el esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.

f'_c Representa el esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado.

fl Representa la presión radial máxima efectiva del confinamiento

f_c Representa el esfuerzo de compresión del concreto

ε_c Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado.

ε_{cc} Representa la deformación de compresión.

k_e Representa el factor de efectividad del confinamiento

ρ_s Representa el radio volumétrico del refuerzo transversal.

f_{yh} Representa el esfuerzo de fluencia del acero transversal.

1.4.12.2.5. Rótulas plásticas

La rótula plástica viene definida por una idealización del comportamiento de una sección de un elemento estructural (Viga, columna, muro, etc) en el que el acero de la armadura que se encuentra a tracción alcanza la plastificación y puede girar por incrementos de carga sin generar un aumento significativo del momento, esta rótula situada en la sección de momento máximo suele tener una longitud finita y depende de: [30]

- La forma de la ley de momentos flectores.
- La presencia de los esfuerzos cortantes concomitantes con el momento flector.
- El diámetro de la armadura a flexión.

- **Longitud plástica en hormigón armado**

Existen numerosos estudios que en los cuales la mayoría determinan longitudes plásticas en columnas de puentes de hormigón armado, todas son fórmulas calibradas basadas en una serie de ensayos, producto de bases de datos o por medio de pruebas de los mismos autores, a continuación se puede observar las distintas aproximaciones empíricas obtenidas por los autores en orden cronológico.[30]

Tabla 20: Expresiones empíricas para las longitudes plásticas

Referencia del Investigador	Expresión de Longitud de Rótula Plástica
(Baker 1956)	$k \cdot (L/d)^{1/4} \cdot d$
(Sawjer Jr 1964)	$0,25 \cdot d + 0,075 \cdot L$
(Mattock 1964)	$0,5 \cdot d + 0,05 \cdot L$
(W. Gene Corley 1966)	$0,5 \cdot d + 0,2 (d)^{1/2} \cdot (L/d)$
(Park et al 1982)	$0,42 \cdot L$
(Priestley and Park 1987)	$0,08 \cdot L + 6 \cdot d$
(Paulay and Priestley 1992)	$0,08 \cdot L + 0,022 \cdot d \cdot f_y$
(Sheikh and Khoury 1993)	$1,0 \cdot L$
(Watson, S., & Park 1994)	$\frac{L_c}{h} = 1 + 2,8 \frac{P}{d \cdot f_{ck} \cdot A}$
(Panagiotakos and Fardis 2001)	$0,18 \cdot L + 0,021 \cdot d \cdot f_y$
(Bae SJ and Bayrak O 2008)	$\frac{L_p}{h} = \left((0,3 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0,1) \cdot \left(\frac{L}{h} \right) + 0,25 \right)$
(Berry et al 2008)	$0,05 \cdot L + \frac{0,1 \cdot d \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$
(Bairán J. and Bou I. 2014)	$\left(1 - \frac{M_y}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_s L_v}{M_u} \right) \frac{z}{L_v} \cotan \theta \right) L_v$

Fuente: Cristian Velásquez Londoño

De la tabla mostrada anteriormente, la expresión de Paulay and Priestley 1992 para el cálculo de L_p , tanto para vigas como para columnas resulta ser la más utilizada, la ecuación que resulta de estos dos autores es:

$$l_p = 0.08 * l + 0.022 * d_b * f_{yd} \text{ (Mpa)}$$

Donde:

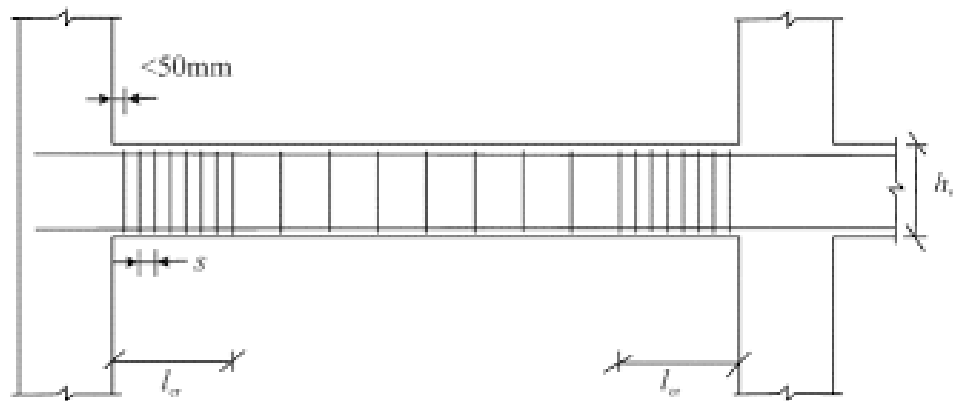
l Es la luz libre del elemento

d_b Es el diámetro menor de la armadura longitudinal principal a flexión.

f_{yd} El límite elástico del armado longitudinal.

Para columnas típicas, Paulay and Priestley, mencionan que L_p es aproximadamente 0.5h.

Figura 8: Longitud de plastificación



Fuente: Anejo 10

1.4.12.2.6. Capacidad

Se sabe que la capacidad de una edificación viene definida únicamente por la fuerza y la capacidad de los elementos estructurales y los materiales que la constituyen, es así que para poder evaluar y determinar el riesgo que una determinada demanda sísmica significa para un edificio, se debe conocer de qué manera actúa esta estructura frente a dicha demanda. [31]

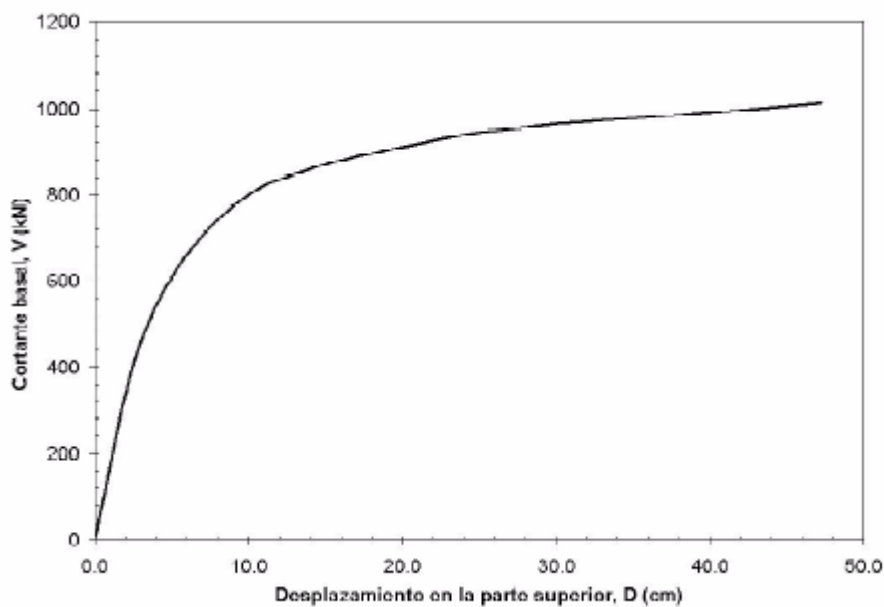
Para poder intuir de una manera consecuente la capacidad de una estructura más allá de su rango elástico, donde la estructura se deforma plásticamente es decir que no recupera su forma original, se empleará el análisis Pushover mediante la ayuda de Etabs, es así que se necesitará saber las características físicas y constructivas de la edificación para poder recrearla en un modelo tan preciso como sea posible.[31]

1.4.12.2.7. Curva de Capacidad

Esta curva relación las fuerzas en la base (Cortante basal V) y los desplazamientos D en el nivel superior de la estructura, es así que el modelo matemático del sistema se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos estructurales que al variar el tiempo ceden, de tal manera que se aplican una serie de fuerzas horizontales mismas que se aumentan de manera monotonía hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad.[15]

Por lo general la curva de capacidad se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, tomando como base la suposición de que el primer modo de vibración de la estructura siempre será el dominante, suposición que es válida para estructuras con periodos propios de menos de 1 seg, para el caso de estructuras no tan rígidas se debe tomar en cuenta la influencia de los modos mas bien altos.[15]

Figura 9: Ejemplo de curva de capacidad de una estructura

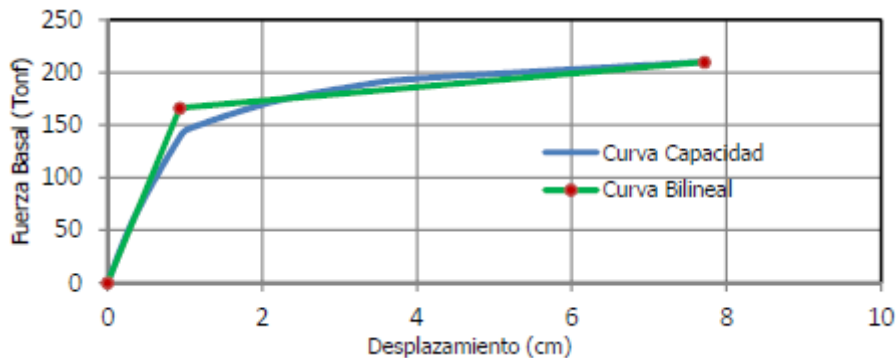


Fuente: Bonett Díaz 1998

1.4.12.2.8. Representación bilineal de la curva de capacidad

Luego de generada la curva de capacidad para la estructura en específico a partir del análisis estático no lineal, se obtendrá la curva de capacidad no lineal para lo cual se utiliza el método de áreas equivalentes y a través de los procesos iterativos se obtienen los puntos más importantes de la bilinealización que son el punto de capacidad de fluencia (D_y) y el punto de capacidad última (D_u)

Figura 10: Representación bilineal de la curva de capacidad.



Fuente: Martínez Jorge 2012

1.4.12.2.9. Método del Espectro de Capacidad (MEC)

Este método lo propuso Freeman (1975), supuesto como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico, actualmente el método constituye un proceso relativamente simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. A través de un proceso gráfico se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica representada por un espectro de respuesta reducido.[15]

Para comparar directamente la demanda y capacidad de la estructura, los dos parámetros se convierten a un conjunto de coordenadas espectrales mediante la utilización de las características dinámicas del modo fundamental de vibración de la estructura que la representa como un sistema de un solo Grado de Libertad, lo que se conoce como espectro de capacidad.[15]

La demanda sísmica es representada mediante un espectro inelástico en formato AD (S_a vs S_d) espectro que considera la no linealidad de la estructura el espectro inelástico se obtiene mediante la reducción del espectro elástico lineal a causa de un amortiguamiento histérico, para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros demanda y capacidad sísmica Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:[15]

- Debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento.
- Debe estar sobre el espectro de demanda reducido que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

1.4.12.2.11. Espectro de Demanda

El espectro de demanda tiene su fundamento en el espectro de diseño probabilístico pero no se incorpora el factor de importancia I por la razón de que no van orientados a proteger el edificio sino a estimar el daño esperado es así que el espectro elástico de respuesta se deriva de la ecuación:[33]

$$\text{Espectro elástico de respuesta} = S_{ae}(T) = S * a_b * \alpha(T)$$

Ecuación que está definida por los espectros normalizados $\alpha(T)$ que incluyen coeficientes de suelo c y el factor de contribución K, La aceleración básica a_b y el factor de suelo S, que a su vez depende de la aceleración básica y el coeficiente de suelo C, es así que se puede decir que el espectro de respuesta adoptado depende de los parámetros C, K y a_b y de la forma del espectro definido normalizado $\alpha(T)$. [33]

Existen diversas formas de reducir el espectro de demanda por inelasticidad, para este caso se opta por utilizar un método simplificado que permite efectuar esta corrección de una forma analítica sencilla. Los espectros normalizados $S_a(T)$ y $S_d(T)$ de un sistema de 1 GDL para la relación Fuerza-deformación se expresa de la siguiente manera:[33]

$$S_a(T) = \frac{S_{aes}(T)}{R_\mu}$$

$$S_d(T) = \frac{\mu}{R_\mu} \quad S_{de}(T) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T)$$

Donde:

μ es el factor de ductilidad.

R_μ es el factor de reducción de la resistencia debida a la ductilidad.

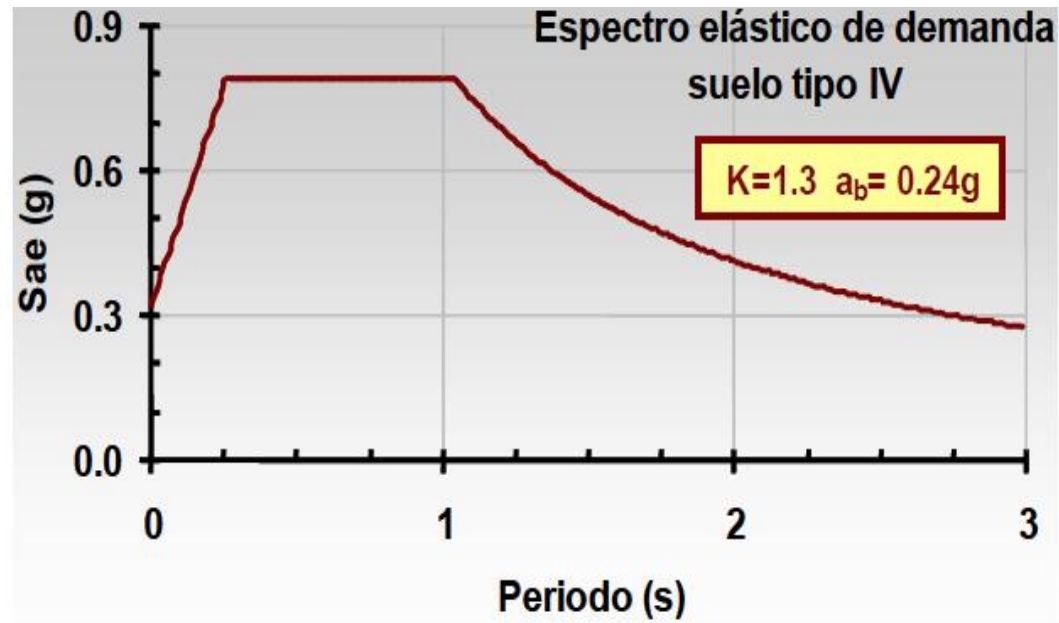
Para el cálculo de R_μ se aplica la opción tomada por Risk-UE-, que utiliza la representación bilineal del factor.

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \text{para } T < T_c \\ \mu & \text{para } T \geq T_c \end{cases}$$

Donde:

T_c es el periodo del movimiento del suelo para el que se produce la transición entre el segmento de aceleración constante y velocidad constante, los valores típicos propuestos para T_c se hallan entre 0.6 y 0.7 s [33]

Figura 12: Espectro de Demanda



Fuente: Hernández Ruiz G 2007

1.4.12.2.12. Desempeño

El desempeño estructural se refiere al comportamiento que tendrá la estructura ante un evento sísmico imprevisto o luego de este y se lo evalúa de acuerdo a la cantidad de daños existentes en la estructura luego de este, el impacto de estos daños en la postre, concepto que es aplicado en la estructura en general, elementos estructurales y no estructurales.[34]

1.4.12.2.13. Diagrama momento – curvatura

Define la capacidad elástica e inelástica de una sección transversal, tanto como para hormigón armado y acero y su proceso de cálculo es iterativo, Un punto del diagrama momento – curvatura se lo obtiene a partir de una deformación máxima tomando como base la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas de tensión y compresión.[35]

1.4.12.2.14. Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño hace referencia a un estado límite de daño, representa una condición límite establecida por tres aspectos fundamentales:[15]

- Los posibles daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales.
 - La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes que podría ser generada por los daños de los elementos de la edificación.
 - Funcionalidad de la edificación después de un terremoto.
- **Niveles de desempeño para elementos estructurales.**
 - **Ocupación inmediata, SP-1**

Los daños resultan ser bastante limitados de manera que el sistema principal resistente a cargas verticales y laterales permanece con las mismas características de resistencia y rigidez que hasta antes de haber ocurrido el sismo. No suscitan pérdida de vidas humanas y la estructura puede funcionar con normalidad.[15]
 - **Daño controlado, SP -2.**

Se define como un estado de daño entre los niveles de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque existe la posibilidad de que estos se vean afectados.[15]
 - **Seguridad, SP-3.**

Los daños generados luego del evento sísmico no agotan completamente los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso total o parcial de la edificación. Puede producirse algunos heridos en el interior del establecimiento como en el exterior, no obstante el riesgo de vida de los ocupantes debido a fallo total en los elementos estructurales es muy bajo, existe la posibilidad de que se deba reparar la estructura antes de volverla a ocupar si es viable hacerlo desde el punto de vista económico.[15]
 - **Seguridad Limitada, SP-4.**

Se define como un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en este, algunas partes de la estructura pueden solicitar reforzamiento estructural para poder garantizar el nivel de seguridad.[15]

- **Estabilidad estructural, SP-5.**

Corresponde al estado de daño ocurrido luego de que el sismo ha ocasionado fuertes daños en el sistema estructural y este está cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se generan daños sustanciales, pérdida de resistencia y rigidez en los elementos estructurales, aunque el sistema de cargas verticales sigue funcionando, existe una alta probabilidad de que el sistema falle y colapse por posibles réplicas del sismo, lo más probable es que los daños sean técnica y económicamente irreparables.[15]

- **No considerado, SP-6.**

Este no es un nivel de desempeño, pero se lo puede utilizar de manera muy práctica en algunas ocasiones que requieran la evaluación de daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.[15]

• **Niveles de desempeño para elementos no estructurales.**

- **Operacional NP-A.**

Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio funcionan con normalidad después del sismo.[15]

- **Ocupación inmediata NP-B.**

Los elementos estructurales y maquinarias permanecen en su sitio, sin embargo pueden presentarse algunas interrupciones en su funcionamiento, algunos servicios externos no pueden funcionar o no estar disponibles, aunque no se ve comprometida la ocupación del edificio.[15]

- **Seguridad, NP-C.**

Los daños en elementos no estructurales pueden ser severos dentro del edificio como fuera, esto no quiere decir que vaya a existir colapso parcial ni total de estos elementos ni tampoco poner en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos reparaciones y en el peor de los casos reemplazarlos.[15]

- **Amenaza reducida NP-D.**

Se observa un daño severo en los elementos no estructurales sin que estos lleguen a colapsar o a fallar grandes elementos, como por ejemplo parapetos o muros exteriores de mampostería que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.[15]

- **No considerado NP-E.**

No es un nivel de desempeño y se utiliza para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre el comportamiento estructural.[15]

• **Niveles de desempeño para las edificaciones.**

En la siguiente tabla se muestran las combinaciones propuestas por el ATC-40 de los elementos no estructurales y los estructurales, combinaciones que representan el comportamiento global de la edificación.[15]

Tabla 21: Niveles de desempeño de las edificaciones

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

NR: combinación No Recomendada

Fuente: ATC, 1996

- **Operacional 1-A.**

Los daños estructurales son limitados y los daños en los elementos no estructurales son muy reducidos que impiden el correcto y normal funcionamiento de la edificación después del sismo, las reparaciones que

son necesarios no impiden la ocupación del edificio , por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.[15]

- **Ocupación inmediata 1-B.**

Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como el caso de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo.[15]

- **Seguridad, 3-C.**

La pérdida de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de códigos corrientes. Se evidencian daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales.[15]

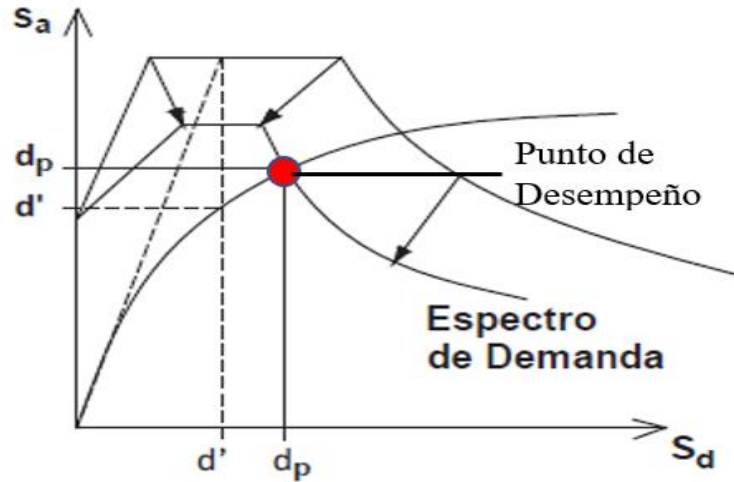
- **Estabilidad Estructural, 5-E.**

El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad de colapso es alta ante la ocurrencia de posibles réplicas, aunque el sistema resistente a cargas verticales sigue garantizando la estabilidad de la edificación, los daños de elementos no requieren ser evaluados debido al alto nivel de daño en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, se sugiere evacuar a los ocupantes y en ciertos casos demoler la estructura.[15]

1.4.12.2.15. Punto de desempeño

En análisis estructural no lineal se conoce al punto de desempeño como la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, reducido, en coordenadas espectrales, asimismo representa el desplazamiento máximo que sufre una edificación durante un sismo.[36]

Figura 13: Superposición espectro demanda y capacidad y punto de desempeño

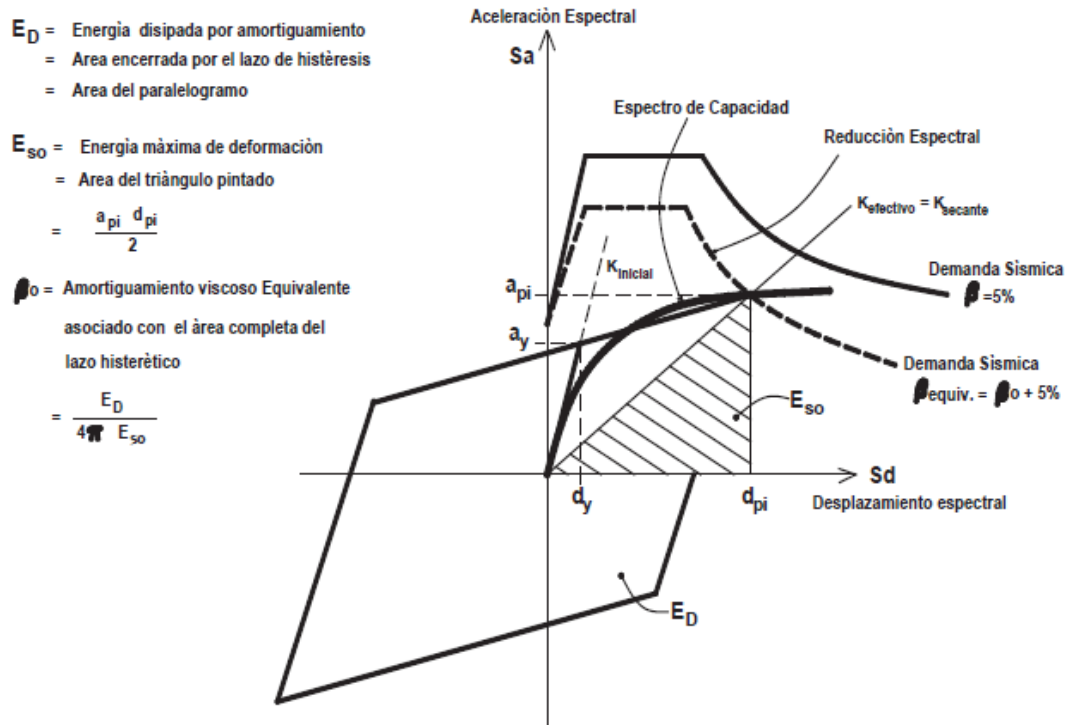


Fuente: ATC 40, 1996

1.4.12.2.16. Linealización Equivalente

La linealización equivalente es un proceso basado en la suposición de que el máximo desplazamiento de un sistema no lineal puede ser estimado por la respuesta elástica de un oscilador con un período y amortiguamiento más grandes que el original (No lineal)[36]

Figura 14: Linealización equivalente



- E_D = Energía disipada por amortiguamiento
= Área encerrada por el lazo de histéresis
= Área del paralelogramo
- E_{SO} = Energía máxima de deformación
= Área del triángulo pintado
= $\frac{a_{pi} d_{pi}}{2}$
- β_{equiv} = Amortiguamiento viscoso Equivalente asociado con el área completa del lazo histéretico
= $\frac{E_D}{4 \beta E_{SO}}$

Fuente: Ortiz Oswaldo, 2013.

- **Amortiguamiento Efectivo.**

Este valor se expresa en función de porcentajes del amortiguamiento crítico, para la mayoría o más bien todos los modelos históricos y valores alfa tienen las expresiones que se presentan a continuación:[37]

Para $\mu < 4$

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

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para $\mu > 6.5$

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

Donde:

μ es la Ductilidad.

β_0 es el amortiguamiento viscoso inicial.

T_0 es el período fundamental en dirección estudiada. +

T_{eff} es el periodo efectivo.

Para el caso de los coeficientes que aparecen en las ecuaciones anteriores se muestra la siguiente tabla con sus valores.

Tabla 22: Coeficientes para las ecuaciones de amortiguamiento efectivo

Coeficientes para las Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo							
Modelo	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilineal Histerético	0,00	3,20	-0,66	11,00	0,12	19,00	0,73
Bilineal Histerético	2,00	3,30	-0,64	9,40	1,10	19,00	0,42
Bilineal Histerético	5,00	4,20	-0,83	10,00	1,60	22,00	0,40
Bilineal Histerético	10,00	5,10	-1,10	12,00	1,60	24,00	0,36
Bilineal Histerético	20,00	4,60	-0,99	12,00	1,10	25,00	0,37
Degradación de Rigidez	0,00	5,10	-1,10	12,00	1,40	20,00	0,62
Degradación de Rigidez	2,00	5,30	-1,20	11,00	1,60	20,00	0,51
Degradación de Rigidez	5,00	5,60	-1,30	10,00	1,80	20,00	0,38
Degradación de Rigidez	10,00	5,30	-1,20	9,20	1,90	21,00	0,37
Degradación de Rigidez	20,00	4,60	-1,00	9,60	1,30	23,00	0,34

Fuente: FEMA 440, 2005

- **Periodo efectivo**

El periodo efectivo para todos los modelos históricos y valores alfa tienen las expresiones que se presentan a continuación:[37]

Para $1.0 < \mu < 4.0$

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

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para $\mu > 6.5$

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

Tabla 23: Coeficiente para las ecuaciones del periodo efectivo

Coeficientes para las ecuaciones del Periodo Efectivo							
Modelo	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilineal Histerético	0,00	0,11	-0,02	0,27	0,09	0,57	0,00
Bilineal Histerético	2,00	0,10	-0,01	0,17	0,12	0,67	0,02
Bilineal Histerético	5,00	0,11	-0,02	0,09	0,01	0,77	0,05
Bilineal Histerético	10,00	0,13	-0,02	0,27	0,10	0,87	0,10
Bilineal Histerético	20,00	0,10	-0,02	0,17	0,09	0,98	0,20
Degradación de Rigidez	0,00	0,17	-0,03	0,10	0,19	0,85	0,00
Degradación de Rigidez	2,00	0,18	-0,03	0,22	0,16	0,88	0,02
Degradación de Rigidez	5,00	0,18	-0,04	0,15	0,16	0,92	0,05
Degradación de Rigidez	10,00	0,17	-0,03	0,26	0,12	0,97	0,10
Degradación de Rigidez	20,00	0,13	-0,03	0,11	0,11	1,00	0,20

Fuente: FEMA 440, 2005.

1.4.13. Reforzamiento Estructural.

El reforzamiento estructural es un procedimiento que permite aumentar la capacidad y resistencia de ciertas edificaciones y con ello prolongar su vida útil o a su vez permite la rehabilitación de las mismas luego de haber sido sometidas a eventos naturales que

por lo general suelen ser sismos o a cambios de uso, hay ciertas ocasiones en las que el diseñador de la estructura cometió errores de cálculo y se la construyó de la misma forma, entonces es necesario realizar un reforzamiento estructural.[38]

Es posible realizar el reforzamiento estructural mediante la aplicación de distintas técnicas las cuales serán mencionadas a continuación:

- **Diagonales contra pandeo**

Una diagonal contra pandeo es un elemento estructural de acero estructural que se comporta a compresión de tal manera que no muestre ningún problema al trabajar bajo esta carga, dado que a tracción este muestra una estabilidad total, Lo que se logrará con este dispositivo es disipar energía ante la acción de varios procesos cíclicos de cargas, lo que se espera en este dispositivo es que fluya el núcleo de la diagonal, los ensayos realizados con estos dispositivos muestran que tienen un comportamiento muy estable ante deformaciones plásticas severas.[39]

En consecuencia una diagonal es un elemento estructural que si es sometido a fuerzas sísmicas, las disipa mediante su núcleo controlando las deformaciones plásticas, en la siguiente figura se muestra una ilustración de este sistema.[39]

Figura 15: Diagonales contra pandeo



Fuente: Epachon, 2006

- **Encamisado de hormigón**

Esta técnica tiene como finalidad de reforzar la estructura proporcionando mayores dimensiones a los elementos estructurales y así poder resistir a las fuerzas suscitadas

o derivadas de un evento sísmico garantizando una buena adherencia con el hormigón existente.[39]

Para que esta técnica se lleve a cabo de manera correcta hay que tomar en cuenta ciertos aspectos como preparar la superficie del elemento estructural a reforzarse para garantizar una buena adherencia entre los dos concretos, nuevo y viejo, cuidar que el hormigón no se fisure durante la reacción de fraguado por contracciones volumétricas, cuando el encamisado no sea completo, se deberá verificar la colocación de elementos de conexión que garanticen que los esfuerzos de cortante se transmitan entre el elemento estructural y la camisa de refuerzo.[39]

Figura 16: Incremento de sección y cuantías de acero



Fuente: José Torres, 2015

- **Encamisado metálico**

Este reforzamiento se parece un tanto al encamisado de hormigón debido a que tiene el mismo fin, hacer que el elemento estructural tenga mucha más resistencia y pueda, sin problema, resistir las sollicitaciones laterales de un sismo.[39]

Sin embargo, el reforzamiento mediante un encamisado metálico debe analizar la interacción entre la camisa metálica y el elemento de hormigón armado para que se genere un solo cuerpo y así pueda resistir las fuerzas para las que fue concebido así

que se muestran dos tipos de encamisados, uno para columnas y otro para el caso de vigas.[39]

Figura 17: Encamisado metálico en columna



Fuente: Epachon, 2006

Figura 18: Encamisado metálico en viga



Fuente: Epachon, 2006

- **Materiales compuestos FRP (Polímeros reforzados con fibras)**

Estos materiales están compuestos a base de polímeros reforzados con fibras, este material tiene como objetivo absorber los esfuerzos de tracción en dirección axial a las mismas, en sentido perpendicular a la dirección de las fibras las propiedades resistentes serán exclusivas las que aporta la matriz polimérica, siendo claramente inferiores.[39]

Los materiales compuestos por FRP tienen importantes funciones como la de :

- Aportar la resistencia requerida frente a un esfuerzo de tracción.
- Aporta rigidez, resistencia a tracción, entre otros parámetros.
- Conductividad y aislamiento eléctrico, dependiendo del tipo de fibra.

Figura 19: Reforzamiento con FRP



Fuente: Epachon, 2006

- **Muros de corte**

Estos son elementos que se encuentran constituidos de hormigón y acero de refuerzo, capaces de soportar solicitaciones de cargas verticales y horizontales paralelas a su plano. [40]

Las estructuras por su disposición tienden a soportar de excelente manera las cargas verticales y, ante altas cargas horizontales como vientos y sismos, los muros de cortante son capaces de absorber grandes esfuerzos de corte por su configuración geométrica, debido a que su espesor es mucho menor que otras dos dimensiones, de ahí la importancia de saber la ubicación y disposición adecuada de estos elementos.[40]

- **Objetivos**

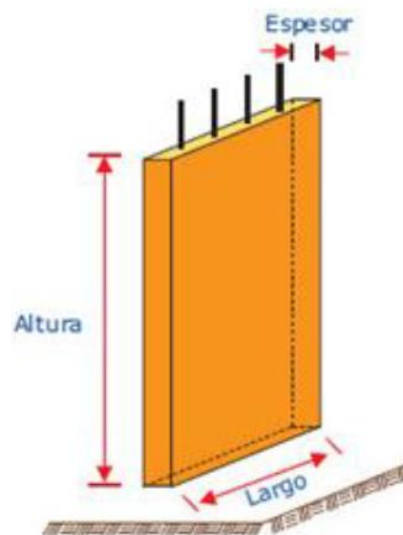
Disminuir los desplazamientos laterales de la estructura con el fin de disminuir los daños en componentes no estructurales.

Incrementar la rigidez general de la estructura haciendo que los períodos de vibración sean bajos.

Controlar las derivas de piso.

Los muros suelen ser de varias tipologías como los llamados muros de sección uniforme y los otros llamados muros con alas que se suelen subclasificar como muros L, T, H entre otros.

Figura 20: Muro de corte



Fuente: Maldonado Daniel, Durán José, 2013

- **Diagonales rigidizadores**

La utilización de aisladores sísmicos de base o disipadores de energía parecen ser la opción más efectiva en cuestión a preservación de la estructura ante eventos sísmicos, sin embargo, su alto costo hace que estas sean, en muchos de los casos, inaccesibles por lo que los diagonales rigidizadores representan una opción viable y bastante efectiva para la disipación y rehabilitación de estructuras tanto de acero como de hormigón armado.

Esta alternativa mejor el comportamiento general 3D de la estructura haciendo que esta resista más a momentos de torsión, disminuya derivas de piso, disminuya periodos de vibración, haciéndola más rígida como tal, si se pone en práctica esta opción no se debe menospreciar los efectos que estas diagonales pueden tener a pandeo como consecuencia de trabajar a compresión por la carga axial que estas soportan.

Figura 21: Diagonales rigidizadoras en pórticos de H.A.



Fuente: Rendón, 2010

1.4.14. Vibración Ambiental o ruido

Cuando los acelerógrafos toman sus mediciones en el sitio que fueron implantados es inevitable que sus resultados (Acelerogramas) presenten unas pequeñas perturbaciones de fondo, lo que hasta hace unas décadas resultaba ser totalmente molesto, negativo o algo que se necesitaba eliminar para el estudio de ondas y atenuación de ondas sísmicas hoy en día se ha convertido en una herramienta perfecta para caracterizar las propiedades dinámicas del sitio y la estructura que allí se sitúa, es así que a este ruido se le ha dado el nombre de “Microtreams” en inglés y “Microtemblores”, “Microvibraciones”, “Vibración ambiental”, “Ruido cultural” por lo general estas vibraciones son muy pequeñas en amplitud y periodos que están entre 0.1 y 10 s.[41]

Este tipo de vibraciones están generadas principalmente por la actividad humana que se desarrolla dentro y fuera de los edificios, por el transcurrir de vehículos, por la utilización de maquinarias industriales en el interior de la estructura, además las vibraciones pueden estar asociadas también con la interacción que tiene el viento con la estructura, actividad volcánica en la zona pero en ningún caso se generan por actividad sísmica.[41]

- **Vibraciones inducidas por personas**

La actividad laboral, recreacional o deportiva de los ocupantes de una edificación inducen a la creación de vibraciones de mayor o menor intensidad dependiendo de la actividad que allí se lleve a cabo, estas vibraciones resultan ser de mucha importancia para el diseño estructural, estas formas de vibración casi nunca afectan al comportamiento en fatiga del edificio, no así con el comportamiento en servicio en forma de ruido de impacto. [42]

Las formas en las que pueden producirse se pueden observar en la siguiente tabla.

Tabla 24: Generación de vibraciones debidas a la acción de las personas

Movimientos frecuentes		Movimientos Aislados
Andar y correr	Aplaudir saltando mientras se está de pie	Taconazos
Saltar	Aplaudir estando sentado	Impacto por salto
Bailar	Inclinar el cuerpo o balanceos laterales	Impacto por caídas de altura

Fuente: Fernández Daniel, 2016.

El humano tiende a tener una sensibilidad muy aguda ante las vibraciones percibiéndolas desde que son muy bajas, es decir de 0.001 mm así como lo afirma la Asociación Científico – Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En general para un rango de 1 a 10 Hz la aceleración es proporcional a la percepción de vibraciones y en el rango de 10 a 100 Hz sucede lo mismo.[42]

En la siguiente tabla se muestra una división que varía ligeramente en función del estímulo, si bien es cierto los criterios para la clasificación son relativos a cada persona y al ambiente en que se desenvuelva, existen normas como la ISO 2631 que ayudan a esclarecer los criterios realistas para su aplicación.[42]

Tabla 25: Grados de percepción de vibraciones en función del rango de frecuencia y velocidad de pico

Descripción	Rango de frecuencia de 1–10 Hz velocidad de pico (mm2)	Rango de frecuencia de 10–100 Hz velocidad de pico (mm2)
Ligeramente perceptible	34	0.5
Claramente perceptible	100	1.3
Molesto/Desagradable	550	6.8
Intolerable	1800	13.8

Fuente: Fernández Daniel, 2016.

- **Diseño Para excitaciones al caminar**

Este criterio de diseño puede ser usado para la evaluación de estructuras con pórticos de concreto o acero que se encuentran ocupados por oficinas, residencias, iglesias, escuelas u otros espacios como malls, puentes pasarela, etc.[43]

El criterio recomendado para pisos de edificios de baja frecuencia establece que el sistema es satisfactorio si el pico de aceleración debido a la excitación al caminar como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , se determina por la expresión.[43]

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 * e^{-0.35fn}}{\beta W}$$

No supera el límite de aceleración de tolerancia, a_0/g para la ocupación adecuada,

Donde:

P_0 = amplitud de la fuerza impulsora 65 lb

W = peso efectivo soportado por la viga o panel de vigueta, panel de viga, o panel combinado, según corresponda, lb.

f_n = frecuencia natural fundamental de una viga o panel de vigueta, panel de viga, o panel combinado, como aplicable, Hz.

β = factor de amortiguamiento.

Note que la fuerza constante P_0 , no representa el peso del caminante, esta es la amplitud de la fuerza impulsora. Para espacios típicos silenciosos se recomienda que el factor de reducción R se tome como 0.5 para tener en cuenta que el caminante y el sensor no estén en el mismo lugar, el resultado es un P_0 de 65 lb. El factor de reducción, R , y por lo tanto P_0 , se pueden incrementar y reducir para satisfacer necesidades particulares de un diseño específico.[43]

- **Límites de tolerancia de aceleración recomendado a_0/g**

Estos límites son ligeramente conservadores para frecuencias naturales entre 3Hz - 4Hz y 8 Hz - 9Hz pero se recomiendan para simplificar el

diseño, se deben evitar los sistemas de pisos con frecuencias menores a 3Hz porque es posible que sean sometidos a “Saltos bruscos”[43]

Tabla 26: Límites de fracción de aceleración para excitaciones producidas al caminar

Table 4-1. Recommended Tolerance Limits for Building Floors	
Occupancy	Acceleration Limit $a_0/g \times 100\%$
Offices, residences, churches, schools and quiet areas	0.5%
Shopping malls	1.5%

Fuente: Guía 11 AISC

- **Diseño para excitaciones rítmicas**

Las excitaciones rítmicas tienen un gran potencial para causar significantes problemas de vibración en edificaciones, esta parte está enfocada en las actividades humanas de ritmo que se desarrollan en el interior de los edificios como por ejemplo aeróbicos, movimientos animados de multitud, en fin, toda actividad que provoque mucho movimiento a un ritmo más o menos regular.[43]

Los criterios de evaluación establecen que el sistema de suelo es óptimo si la relación de respuesta de aceleración máxima a_0/g debido a las actividades rítmicas mencionadas anteriormente, usando la siguiente ecuación, no exceden los límites de tolerancia mostrados en la siguiente tabla. La relación de aceleración máxima prevista se calcula con la siguiente ecuación:[35]

$$\frac{a_p}{g} = \frac{(\sum a_{p,i}^{1.5})^{1/1.5}}{g} \leq \frac{a_0}{g}$$

Donde a_0/g es el límite de tolerancia expresado como radio de aceleración y la aceleración máxima debido a i th armónica y se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{a_{p,i}}{g} = \frac{1.3 \alpha_i W_p/W_t}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{if_{step}}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(\frac{2 \beta f_n}{if_{step}}\right)^2}}$$

Donde:

f_n Frecuencia natural fundamental, Hz

f_{step} frecuencia de paso, Hz.

i Número armónico

W_p Peso unitario de la distribución de los participantes de la actividad rítmica distribuido sobre todo el área, psf.

W_f Peso distribuido soportado, incluido carga muerta, carga sobrepuesta, ocupantes y participantes distribuidos sobre toda el área, psf.

α_i Coeficiente dinámico para i th armónica de la actividad rítmica.

β Radio de amortiguamiento, usualmente tomado como 0.06 para carga de multitudes.

- **Límites de aceleración de tolerancia recomendados debido a actividades rítmicas.**

Estos límites de actividad rítmica para las áreas “Afectadas” o áreas adyacentes en los que se esté desarrollando dicha actividad, fueron tomados del Código Nacional de Construcción de Canadá de 2010 (NRCC, 2010a)[43]

Tabla 27: Límites de aceleración recomendados para actividades rítmicas en edificaciones.

Table 5-1. Recommended Tolerance Acceleration Limits for Rhythmic Activities in Buildings	
Affected Occupancy	Tolerance Acceleration Limit, a_o, %g
Office or residential	0.5
Dining	1.5–2.5
Weightlifting	1.5–2.5
Rhythmic activity only	4–7

Fuente: Guía 11 AISC

Tabla 28: Parámetros de carga dinámica para eventos rítmicos.

Table 5-2. Dynamic Loading Parameters for Rhythmic Events			
Activity	Harmonic Frequency, f_{step} , Hz	Distributed Weight of Participants, w_p , psf	Dynamic Coefficient, α_i
Dancing: First harmonic Second harmonic	1.5–2.7 3.0–5.4	12.5 (25 ft ² per couple)	0.50 0.05
Lively concert (fixed seating): First harmonic Second harmonic	1.5–2.7 3.0–5.4	31.0 (5 ft ² per person)	0.25 0.05
Aerobics: First harmonic Second harmonic Third harmonic	2.0–2.75 4.0–5.50 6.0–8.25	4.20 (35 ft ² per person)	1.5 0.6 0.1

Fuente: Guía 11 AISC

- **Medición de vibraciones**

Las mediciones de vibraciones ambientales se lo suele hacer mediante la utilización de acelerógrafos, la utilización de estos instrumentos tienen como fin la obtención de los valores del período fundamental experimental de la estructura es necesario seguir ciertos procesos cómo:[44]

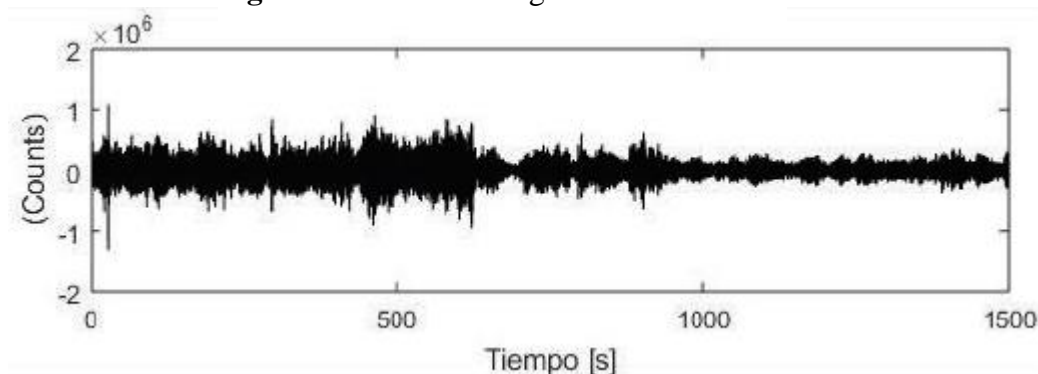
- **Ubicación del sensor sísmico.**

La ubicación del sensor debe ser siempre en la parte más alta de la estructura, sobre una superficie uniforme, la parte más larga de la estructura debe coincidir con el norte del sensor.[44]

- **Registro de datos**

Una vez colocado el sensor en el lugar más adecuado se enciende y se espera hasta que este registre señales de vibración, es recomendable que el tiempo de grabación sea de 1000 a 2000 veces el periodo, con una tasa de muestreo de 200 Hz., los registros de los sensores se expresan como señales de pulsos eléctricos.[44]

Figura 22: Salida del registro del sensor

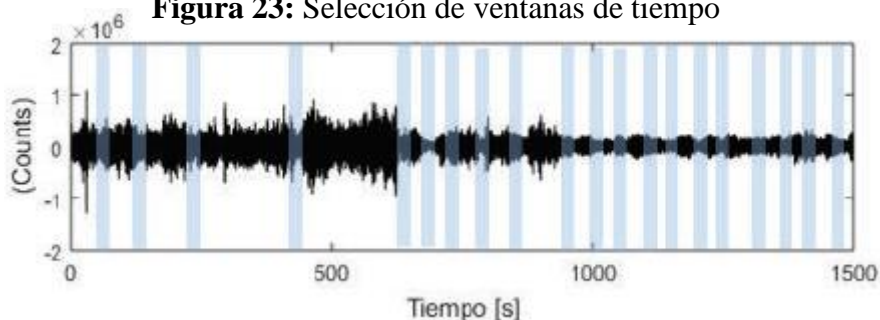


Fuente: Chango Dany

- **Selección de datos para el análisis.**

Para la determinación del espectro de Fourier es recomendable seleccionar ventanas de tiempo de 25 s y así garantizar de alguna manera que solo se seleccionarán impulsos de vibración ambiental únicamente y no ajenos a ellas.[44]

Figura 23: Selección de ventanas de tiempo



Fuente: Chango Dany

Esta selección se la realiza de acuerdo con el algoritmo que relaciona un periodo de tiempo corto $STA = 1s$ con uno de tiempo largo $LTA = 30 s$, dicha relación debe estar dentro del rango de 0.2 a 2.5.[44]

- **Determinación del espectro de Fourier**

La herramienta matemática básica a utilizar para este fin es el espectro de Fourier ya que este analiza funciones periódicas a través de la descomposición de dicha función en una suma infinita de funciones sinusoidales mucho más simples.[44]

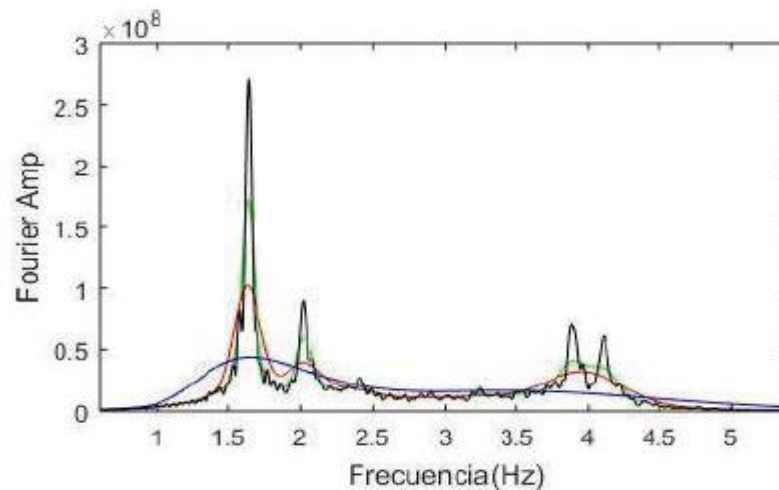
La idea es que toda función periódica del periodo T_0 pueda ser expresada como si de una suma trigonométrica de senos y cosenos del mismo periodo se tratara.

$$F(t) = \frac{1}{2} a_0 + \sum (a_m \cos w_m t + b_m \sin w_m t)$$

La transformada rápida de Fourier (FFT) se usa entonces para el procesamiento de esta señal, así esta señal obtenida en dominio tiempo se la busca transformar a dominio frecuencia.[44]

Esta transformada se aplica en cada ventana seleccionada para determinar el espectro de amplitudes de Fourier, entonces aplicados todos los filtros se suaviza el espectro de cada ventana con el método de Konno y Ohmachi.[44]

Figura 24: curvas suavizadas del espectro de Fourier



Fuente: Chango Dany

- **Identificación del periodo fundamental.**

Como la transformada de Fourier cambia el registro de la señal de dominio de tiempo a dominio de frecuencias, el periodo fundamental se obtiene mediante el inverso de la frecuencia fundamental determinada, esto sin duda a partir del espectro de amplitudes de Fourier suavizado y una vez identificado los picos de máxima amplitud que relacionan los primeros modos de vibración de la estructura.[44]

$$T_0 = 1 / f_0$$

1.5. Hipótesis

Es posible que el edificio de lo Hospital Veterinario de la Universidad Técnica de Ambato presente un desempeño sísmico inadecuado y puede requerir algún tipo de reforzamiento.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. Materiales y Equipos

Tabla 29: Materiales

MATERIALES
Lápiz y esferográfico.
Hojas de papel bond
Calculadora
Libreta de apuntes

Fuente: Barrera Erik

Tabla 30: Equipos e Instrumentos

(a) Equipos principales

EQUIPOS PRINCIPALES	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
<p style="text-align: center;">- Martillo esclerométrico</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Modelo N • Energía de impacto 2.207 Nm • Alcance de resistencia de hormigón 10 – 100 N/mm² • Número máximo de impactos por serie 99
<p style="text-align: center;">- Equipo SPT</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Tubería de perforación entramos enroscables. • Muestreador de media caña • Martillo de 63.5 Kg que cae de una altura de 76 cm. • Motor a combustión para ayudar a los operarios a levantar el martillo
<p style="text-align: center;">- Equipo GPS</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Pantalla táctil • Batería con autonomía de 48 h • Brújula • Altímetro barométrico

(b) Equipos secundarios

EQUIPOS SECUNDARIOS
Cámara
Cinta
Flexómetro
Computador

Fuente: Barrera Erik

2.2. Descripción de metodología

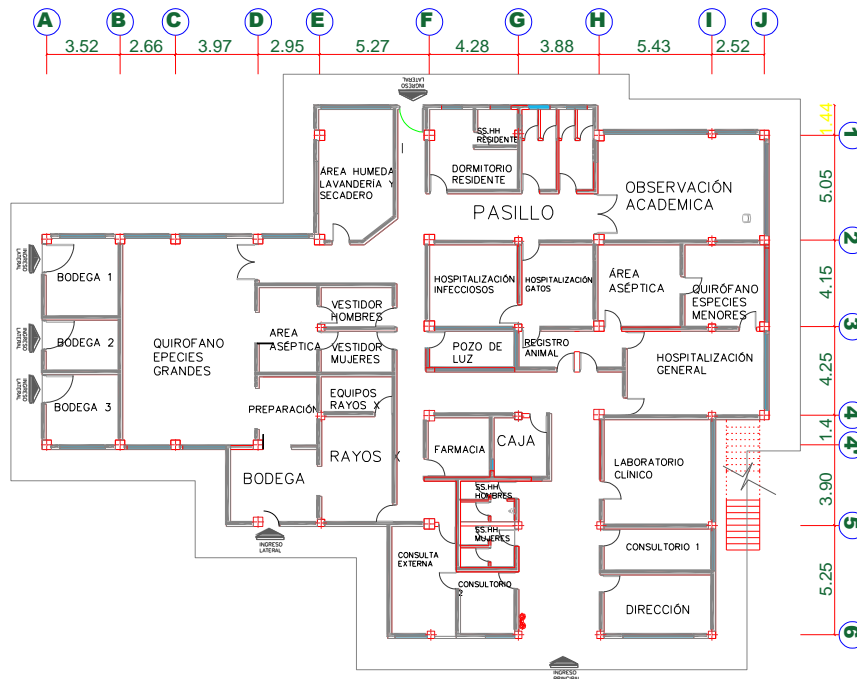
Para la realización del trabajo se considera importante empezar por una descripción de la metodología ante la necesidad de llevar un orden específico en los procesos de recolección, análisis y procesamiento de datos que son justamente los que se describen a continuación:

2.2.3. Toma de datos

2.2.3.1. Planos de la edificación

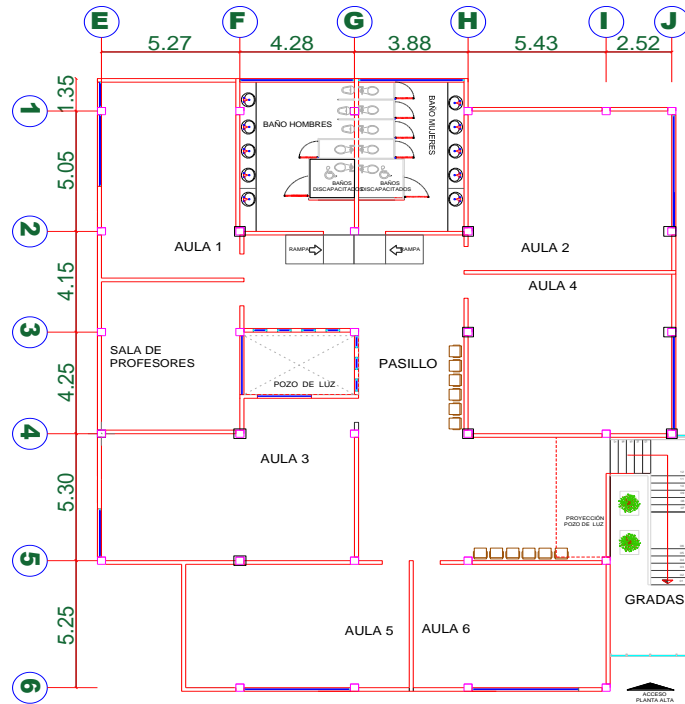
- Planos Arquitectónicos.

Figura 25: Planta Baja Nv + 0.18



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 26: Planta Alta Nv + 3.24



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

2.2.3.2. Ubicación

La Hospital Docente Veterinario de la Universidad Técnica de Ambato se ubica en la parroquia Querochaca del Cantón Cevallos cuya referencia y coordenada se muestran en la siguiente figura.

Figura 27: Ubicación del Hospital Docente Veterinario



Fuente: Google Earth

Coordenadas de indicador: **Norte:** 9848649.25 **Este:** 766057.40

2.2.3.3. Descripción de la estructura

En esta edificación funciona el Hospital Docente Veterinario de La Universidad Técnica de Ambato y tiene como uso compartido el realizar las prácticas afines a la rama veterinaria y además sirve como salón de clases por lo que se considera que esta edificación es de tipo Especial, consta de 1177.88 m² de construcción repartidos en dos niveles los cuales componen un sistema estructural de hormigón armado en la planta baja y en la planta alta se compone de columnas de hormigón armado, vigas principales y secundarias de acero estructural y una losa compuesta con placa colaborante y hormigón.

En las siguientes tablas se muestran las áreas y usos del edificio.

Tabla 31: Áreas y usos del Nv + 0.18

USO	ÁREA (m2)
BODEGA 1	12.92
BODEGA 2	8.46
BODEGA 3	11.76
QUIRÓFANO ESPECIES GRANDES	63.46
ÁREA ASÉPTICA	11.67
REPARACIÓN	9.53
BODEGA	14.49
RAYOS X	17.61
EQUIPOS RAYOS X	5.85
VESTIDOR MUJERES	7.21
VESTIDOR HOMBRES	7.21
ÁREA HÚMEDA	21.97
DORMITORIO RESIDENTE	12.38
BAÑO RESIDENTE	3.39
CUARTO	13.39
OBSERVACIÓN ACADÉMICA	40.49
HOSPITALIZACIÓN INFECCIOSOS	16.78
HOSPITALIZACIÓN GATOS	13.53
ÁREA ASÉPTICA	15.61
QUIRÓFANO ESPECIES MENORES	15.05
POZO DE LUZ	7.14
REGISTRO ANIMAL	9.03
HOSPITALIZACIÓN GENERAL	20.47
CONSULTA EXTERNA	16
CONSULTORIO 2	11.22
BAÑO MUJERES	5.2
BAÑO HOMBRES	5.2
DIRECCIÓN	14.61
CONSULTORIO 1	10.3
LAB. CLÍNICO	25.68
CAJA	7.27
FARMACIA	8.29
ÁREA TOTAL	654.10 m2

Fuente: Barrera Erik

Tabla 32: Áreas y usos Nv + 3.24

USO	ÁREA (m2)
SEGUNDO PISO	523.78
AULA 1	40.82
SALA DE PROFESORES	31.65
AULA 3	55.45
AULA 5	42.5
AULA 6	36.7
AULA 4	50
AULA 2	50
BAÑO HOMBRES	25.69
BAÑO MUJERES	25.69
PASILLO	102.01
POZO DE LUZ	10.22
BAÑO DISCAPACITADOS 1	2.62
BAÑO DISCAPACITADOS 2	2.62
ÁREA TOTAL	523.78 m2

Fuente: Barrera Erik

2.2.3.4. Características de los elementos estructurales

Se realizaron ensayos no destructivos para determinar la resistencia a compresión del hormigón y la cantidad de acero de refuerzo que estos poseen estos elementos estructurales, así como se detalla a continuación.

- **Resistencia del hormigón a la compresión**

Para la obtención de la resistencia a la compresión del hormigón existen varios métodos destructivos como la extracción de núcleos y métodos no destructivos como el ensayo del martillo de rebote o esclerométrico, es este último ensayo el que se realizó para el presente trabajo, para lo cual es necesario seguir ciertos parámetros y que los más importantes serán citados brevemente.

- **Selección de la superficie de prueba**

Las dimensiones del elemento de hormigón deben tener como mínimo 10 cm de espesor y pertenecer al pórtico principal de la estructura, las muestras pequeñas deben estar sujetas rígidamente. Descartar zonas porosas del elemento.[45]

Para que los resultados de las pruebas puedan ser comparados la superficie de hormigón debe ser de las mismas características. Las superficies terminadas deben ser, en lo posible, descartadas, es mejor realizar el ensayo desde el hormigón netamente.[45]

- **Preparación de superficie de prueba**

El área de ensayo debe ser mínimo de 15 cm de diámetro, de textura gruesa, en lo posible quitar el mortero suelto en caso de haberlo, la presencia de carbonatación superficial puede influir en el incremento del número de rebote.[45]

• **Procedimiento**

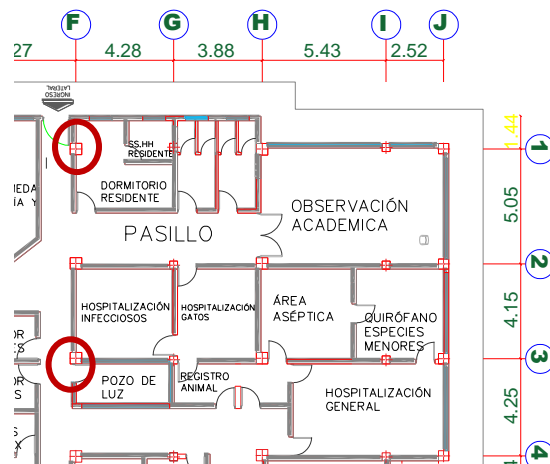
- 1) Sostener el martillo en una posición adecuada tal que el émbolo golpee perpendicularmente a la superficie del elemento.[45]
- 2) Empujar el instrumento hasta la superficie de prueba de tal manera que el martillo golpee.[45]
- 3) Leer y anotar el número de rebote entero más cercano.
- 4) Tomas al menos 10 lecturas en cada superficie de prueba
- 5) La distancia entre puntos de impacto será al menos de 2.5 cm

No se debe realizar el ensayo directamente sobre barras de refuerzo con recubrimiento menos a 2 cm [45]

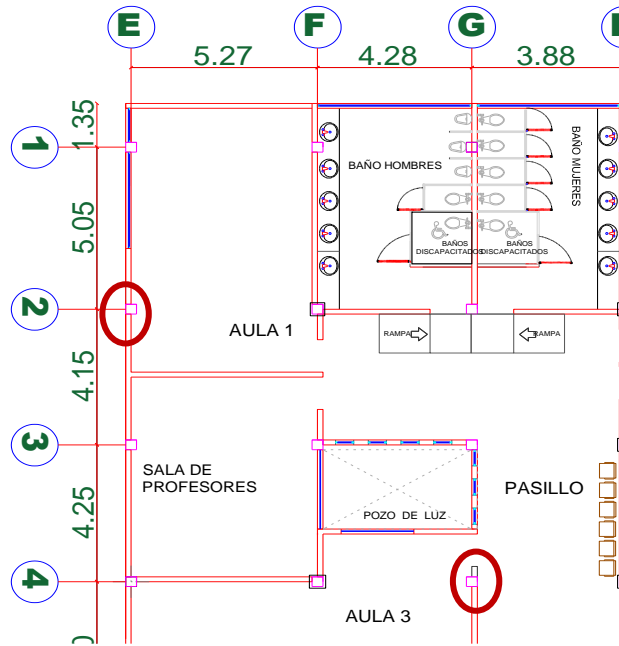
Se realizó 4 ensayos en columnas, 3 ensayos en vigas y 3 ensayos en losas, datos que serán mostrados en las tablas que se muestran a continuación.

Figura 28: Ubicación de los ensayos esclerométricos en columna

(a) Columnas planta baja



(b) Columnas planta alta



Fuente: Barrera Erik

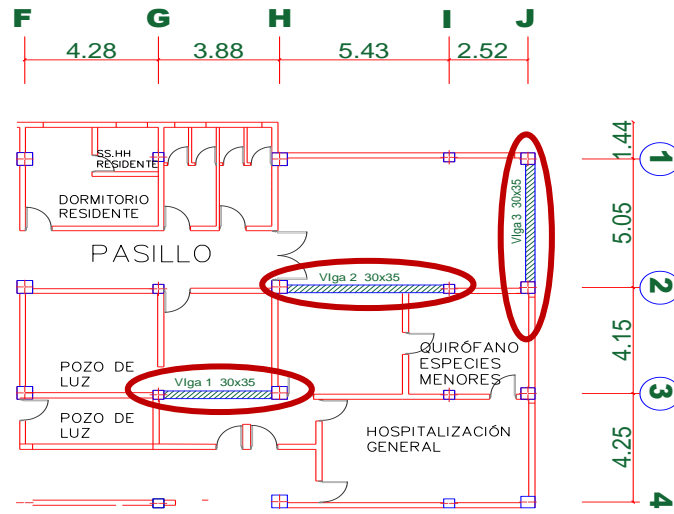
Tabla 33: Resistencia in situ a la compresión de columnas planta baja

N°	Índice de rebote Q			
	Columna 1 EJE F1 Nv Planta baja	Columna 2 EJE F3 Nv Planta baja	Columna 3 EJE F2 Nv Planta alta	Columna 4 EJE G4 Nv Planta alta
1	38.5	43.0	35.5	41.5
2	40.0	42.5	36.5	40.0
3	41.5	45.5	39.0	35.5
4	37.5	47.5	38.0	36.5
5	41.0	46.0	38.5	38.0
6	45.0	43.5	40.5	37.0
7	40.5	42.0	37.0	40.0
8	38.0	40.0	42.0	41.8
9	39.5	39.5	41.0	39.5
10	40.5	45.0	39.5	38.0
Media Q	40.2	43.45	38.75	38.78
f'c (Kg/cm2)	210	240	205	205

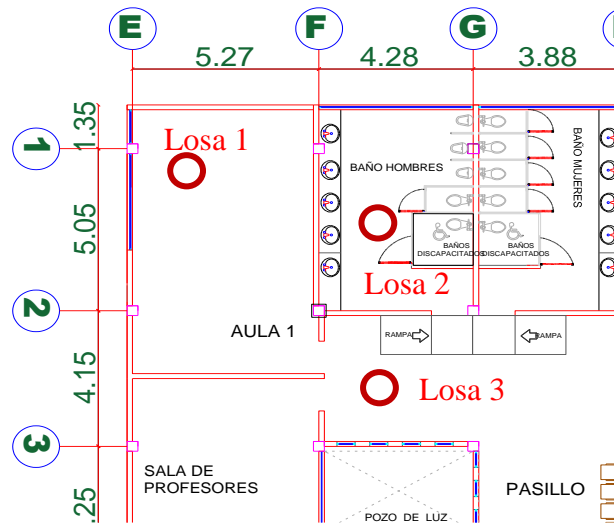
Fuente: Barrera Erik

Figura 29: Ubicación de vigas y losas ensayadas

(a) Planta Baja



(b) Planta Alta



Fuente: Barrera Erik

Tabla 34: Resistencia in situ a la compresión de Vigas planta baja

N°	Índice de rebote Q		
	Viga 1	Viga 2	Viga 3
	EJE 3 Nv Planta baja	EJE 2 Nv Planta baja	EJE J Nv Planta baja
1	43.0	35.5	44.5
2	42.5	37.5	42.5
3	40.0	36.0	40.0
4	45.5	39.5	45.0
5	40.0	38.5	41.0
6	40.0	39.0	46.0
7	39.0	35.0	43.5

8	39.5	36.5	40.5
9	38.5	38.5	43.0
10	41.0	40.0	41.0
Media Q	40.9	37.6	42.7
f^c (Kg/cm²)	220	200	240

Fuente: Barrera Erik

Tabla 35: Resistencia in situ a la compresión de losa de cubierta

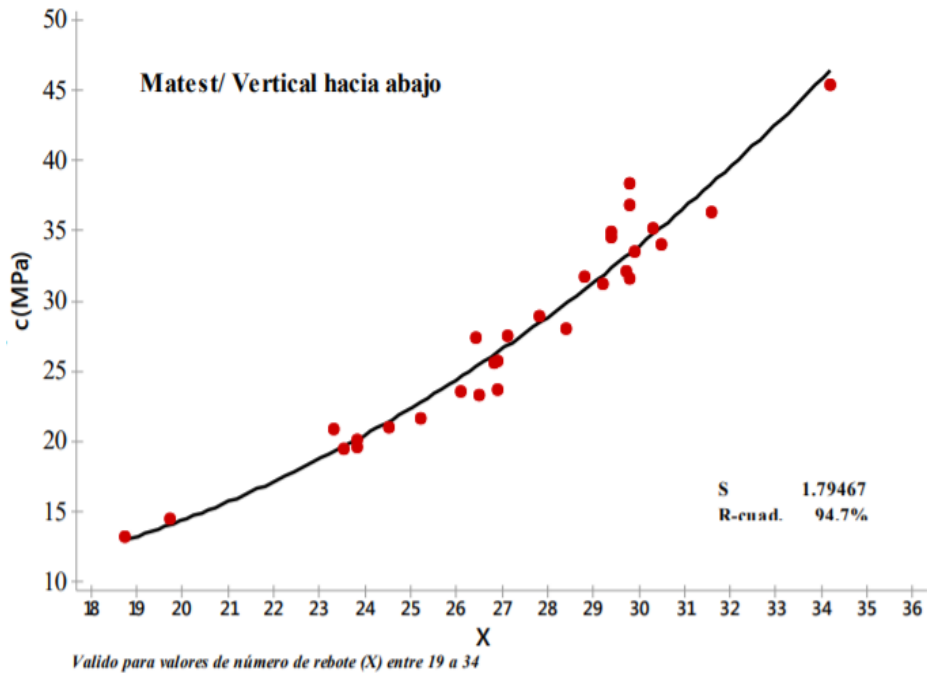
N°	Índice de rebote Q		
	Tablero 1 Nv Planta Alta	Tablero 2 Nv Planta Alta	Tablero 3 Nv Planta Alta
1	40.5	37.5	40.5
2	42.5	36.0	44.5
3	39.5	36.0	40.0
4	38.0	40.5	39.5
5	40.0	38.5	41.0
6	39.5	40.0	38.5
7	39.0	35.0	42.5
8	37.0	35.0	45.0
9	38.5	37.5	44.0
10	36.5	38.5	43.5
Media Q	39.1	37.5	41.9
f^c (Kg/cm²)	200	198	210

Fuente: Barrera Erik

Para la obtención de la resistencia a compresión del hormigón se utilizan las curvas de regresión lineal y no los valores arrojados por el martillo esclerométrico por evidencia de posible descalibración del equipo.

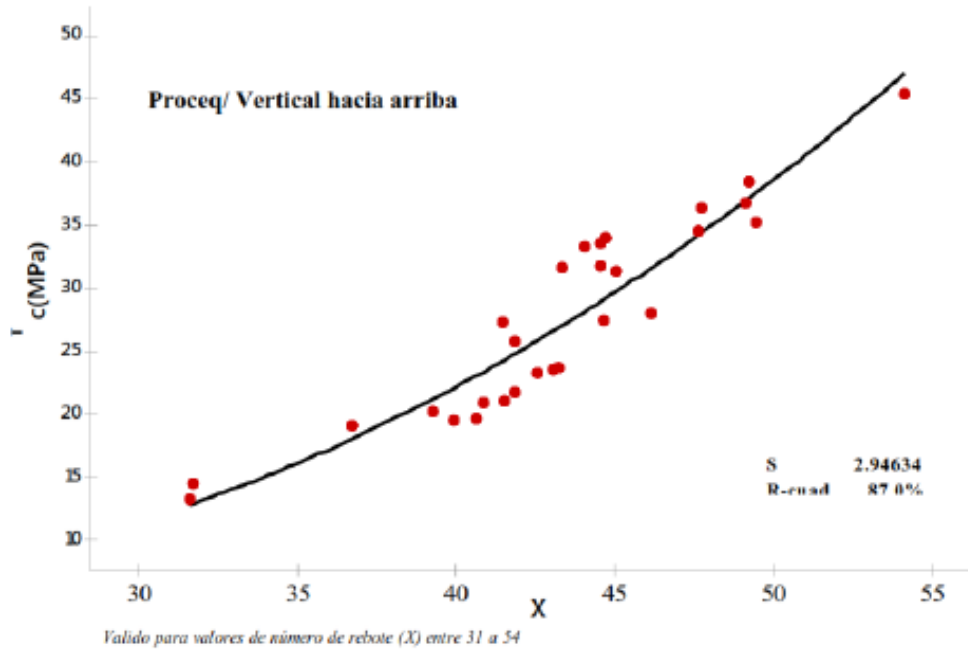
lineal propuesta por Neira Iveth y Palacios Rubén (2018) las cuales se presentan a continuación.

Figura 30: Curva de regresión lineal para estimar $f'c$ (MPa) preceq/Vertical hacia abajo (Elemento Losa)



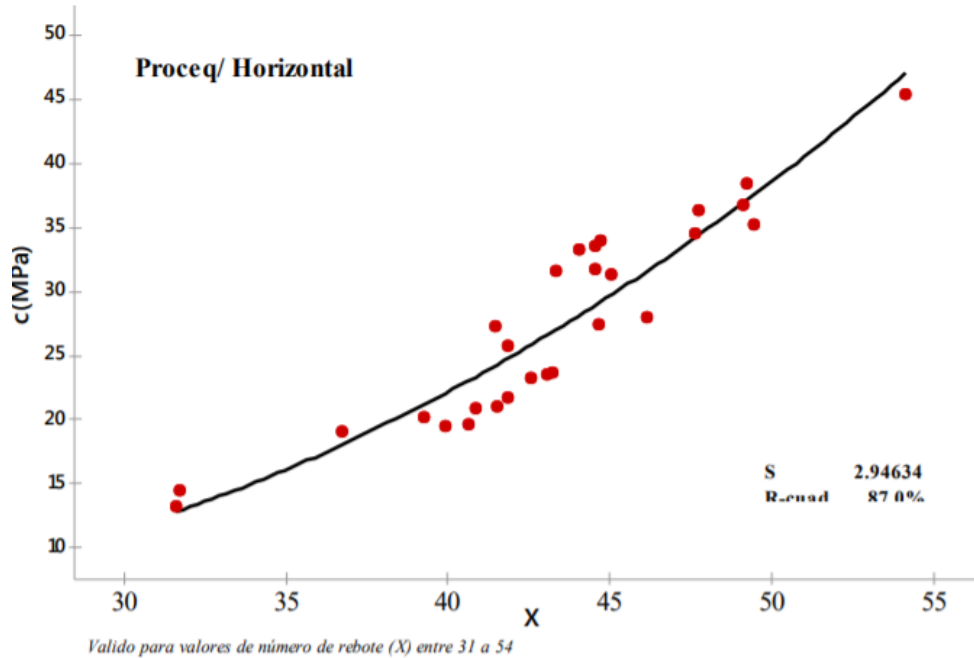
Fuente: NEIRA Nathalie & Palacios Rubén, (2018)

Figura 31: Curva de regresión lineal para estimar $f'c$ (MPa) preceq/Vertical hacia arriba (Elemento Viga)



Fuente: NEIRA Nathalie & Palacios Rubén, (2018)

Figura 32; Curva de regresión lineal para estimar f^c (MPa) preceq/Horizontal (Elemento columna)



Fuente: NEIRA Nathalie & Palacios Rubén, (2018)

Para el elemento columna se utilizó la curva de regresión lineal para estimar f^c (MPa) preceq/Horizontal en cambio para los elementos viga se lo realizó mediante la curva de regresión lineal para estimar f^c (MPa) preceq/Vertical hacia arriba, por último para la losa se utilizó la curva de regresión lineal para estimar f^c (MPa) preceq/Vertical hacia abajo, el motivo de usar una gráfica u otra se debe al sentido del martillo al momento de la toma de datos.

Los datos tomados in situ podrían ser no válidos para la toma de la resistencia a compresión del hormigón, esto se logra determinando la media de los 10 rebotes del martillo, para el valor máximo y el mínimo de la muestra se calcula la diferencia con relación a la media de la muestra y si el máximo o el mínimo excede en 6 unidades a la media, se considera que la muestra no es válida.

Cálculo típico

$$\bar{x}_Q = \frac{\text{sumatoria Número de rebotes } i}{n}$$

$$\bar{x}_Q = \frac{38.5+40.0+41.5+37.5+41.0+45.0+40.5+38.0+39.5+40.5}{10}$$

$$\bar{x}_Q = 40.2$$

Error:

Qmax = 45

$$E+ = 45 - 40.2$$

$$E+ = 4.8$$

Qmín = 37.5

$$E+ = 37.5 - 40.2$$

$$E+ = - 2.7$$

Se nota que el error no sobrepasa las 6 unidades por lo que se asume como válida la muestra, esta misma verificación se realizó para las demás muestras tomadas en los demás elementos estructurales implicados en el ensayo.

Con los valores de resistencia del hormigón de las tres tablas anteriores se puede obtener un valor medio usando recursos estadísticos como la media aritmética, así:

$$f'c = \frac{210+240+205+205+220+200+240+200+198+210}{10}$$

$$f'c = 212.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el valor promedio resultó ser 212.8 Kg/cm² se tomará **210 kg/cm²** como valor de resistencia a la compresión del hormigón para el modelamiento, análisis y evaluación del desempeño estructural de la edificación. Lamentablemente no se tiene ningún plan o estructural en donde señale la resistencia de diseño para el hormigón, ni tampoco resultados de ensayos de compresión del hormigón realizados por fiscalización al momento de la construcción de la obra.

- **Armadura de refuerzo en elementos estructurales**

En este caso resulta un tanto más difícil acceder a datos 100% compatibles con los armados colocados en obra debido a que no se dispone de un escáner por lo que para el análisis se asumirán las cuantías mínimas de acero para los elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas.

- **Acero en columnas**

La NEC – SE – HM, como normativa encargada de elementos de hormigón armado, establece que la cuantía para elementos sometidos a compresión (Columnas) la cuantía mínima de acero longitudinal está entre el 1% y 3%, no es recomendable rebasar el 3% debido a que el país se encuentra en una zona sísmica muy importante y la prioridad es dotar a las estructuras de ductilidad.

Condición que viene dada por:

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

Donde:

P_g es el área del refuerzo longitudinal

A_g es el área bruta de la sección

En la siguiente tabla se muestran las secciones y armados típicos levantados en sitio.

Tabla 36: Secciones y armados de columnas.

Planta baja				
Id	Dimensión (m)	Ubicación	Armado	Sección transversal
C2	0.40 x 0.40	G1, I1, G2, I2, E3, G3, I3, E4, G4, I4, E5, G5, H5, I5, F6, G6, H6, I6.	8 Ø 16 mm	
C3	0.45 x 0.45	J1, A2, B2, C2, D2, J2, J3, A4', B4', C4', D4', J4, D5, D6	12 Ø 16 mm	

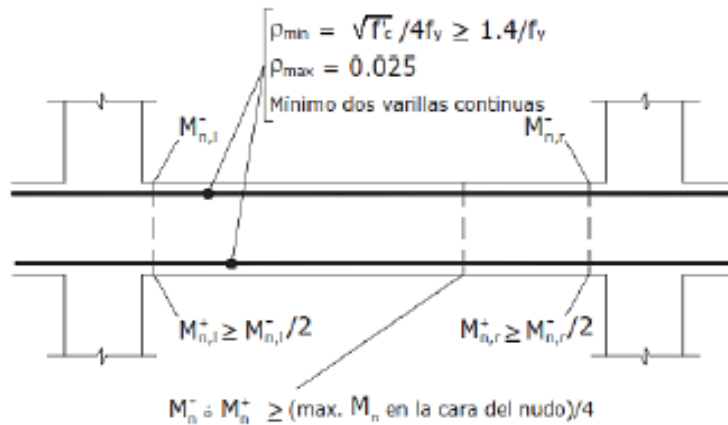
C4	0.50 x 0.50	E1, F1, H1, E2, F2, H2, F3, H3, F4, H4, F5.	12 \varnothing 18 mm	
Planta alta				
C1	0.30 x 0.30	E1, F1. G1. H1. I1. J1. E2. G2. E3. F3. G3. E4. G4. I4. E5. G5. H5. I5. F6. G6. H6. I6.	8 \varnothing 12 mm	
C2	0.40 x 0.40	F2, H2, H3, H4.	8 \varnothing 16 mm	
C4	0.45 x 0.45	F4, F5, J2, J3, J4.	12 \varnothing 16 mm	

Fuente: Barrera Erik

- **Acero en vigas**

De acuerdo con la NEC – SE – HA para elementos sometidos a flexión, las cuantías de acero de refuerzo deben proporcionar una falla a flexión controlada por la tracción.

Figura 33: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión



Fuente: NEC-SE-HM (2015)

Donde:

Pmin Cuantía del refuerzo

Pmax Cuantía del refuerzo máximo

Fy Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

F'c Resistencia especificada a la compresión del hormigón

$$\rho_{mín} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{mín} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{mín} = 0.0033 = 0.33\%$$

En cuestión de acero mínimo como tal el ACI 318 19 señala que es necesario colocar en toda sección una cantidad $A_{s_{min}}$ que viene dado por la siguiente expresión.

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * bw * d$$

Donde:

fy Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

bw Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

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

En la siguiente tabla se muestran los armados y las secciones de las vigas de acuerdo al levantamiento en campo y en el caso de los armados, se suponen las cuantías mínimas de acero.

Tabla 37: Secciones de vigas y acero de refuerzo

Planta baja				
Id	Dimensión (m)	Ubicación	Armado	Sección transversal
V1	0.30 x 0.35	Todos los ejes tanto en sentido x como en sentido y	5 \varnothing 14 mm 2 \varnothing 12 mm	
Planta alta				
V2	Ver Gráfica IPE 240	Todos los ejes principales tanto en sentido x como en sentido y.	Perfil de acero estructural	
V3	Ver Gráfica IPE 180	Todos los tableros de losa compuesta.	Perfil de acero estructural	

Fuente: Barrera Erik

2.2.3.5. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Con el fin de conocer el perfil estratigráfico en el cual se encuentra implantada la estructura se realizó una perforación cerca de la misma, dicho ensayo se lo realizó bajo la norma INEN 698.

Los parámetros para definir el perfil al que corresponde el suelo son los siguientes:

- La velocidad media de onda de corte, (V_s 30 m/s)
- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)
- El índice de plasticidad (IP)
- El contenido de agua, $w(\%)$

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos del ensayo SPT:

Tabla 38: Ensayo SPT

Cotas (m)	Profundidad (cm)	N° golpes SPT (Parcial)	N° Golpes SPT Final	Longitud muestras (cm)	Promedio SPT
-0.55	55	Limpieza	19	15	30
-0.7	15	8			
-0.85	15	10			
-1.00	15	9			
-1.20	20	Limpieza	25	21.5	
-1.35	15				
-1.50	15				
-1.70	20				
-1.85	15	14	33	41.6	
-2.00	15	11			
-2.20	20	16			
-2.35	15	18			
-2.50	15	15	44	36.8	
-2.70	20	21			
-2.85	15	19			
-3.00	15	25			

Fuente: Barrera Erik

- **Contenido de Humedad (W%)**

Para la muestra de cada cota representativa del estrato se ha realizado el ensayo del contenido de humedad, cuyos resultados promedios se presentan a continuación.

Tabla 39: Contenidos de humedad del suelo

Profundidad (m)	Contenido de humedad (W%)
-1.00	3.71
-2.00	4.49
-2.50	8.59
-3.00	7.46

Fuente: Barrera Erik

- **Granulometría para la clasificación del suelo**

Con base en las muestras alteradas tomadas con el Ensayo de Penetración Estándar y una vez realizado la granulometría de las muestras se lo clasifica de acuerdo a la SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) establecido en la siguiente tabla.

Tabla 40: Clasificación de los suelos SUCS

Sub-tipos	Identificación			Simbología de grupo
	Descripción	Características	Clasificación	
Suelos (Partículas menores a 7.5 cm) SUELOS GRUESOS (Más de la mitad del material se retiene en la malla N° 200, 0.075 mm) GRAVA (Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N° 4)	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada, mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura Cc entre 1 y 3.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	Gw
		Grava mal graduada, mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP
	GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa, mezcla de grava arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM
		Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH.	GC
	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada con poco o nada de finos. Debe	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200.	SW

			tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.		
			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
		Menos de 50%	Limo de baja compresibilidad, mezcla de limo de baja plasticidad, arena grava, polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.		ML
			Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.		CL
			Limo orgánico de baja compresibilidad, mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava, se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.		OL
		Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.		MH
			Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad		CH
			Limo orgánico de alta compresibilidad, mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava, Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.		OH
	ALTAMENTE ORGÁNICO	Turbas fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa.			Pt

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 41: Granulometría de la muestra cota – 1.00m

GRANULOMETRÍA-POZO N°1 (-1.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	0	0	100
#40	27	9	91
#200	258	72	29
FUENTE	116	29	
TOTAL	401		

Fuente: Barrera Erik

Tabla 42: Granulometría de la muestra cota – 2.00m

GRANULOMETRÍA-POZO N°1 (-2.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	10	2	98
#40	70	15	83
#200	225	65	41
FUENTE	130	41	
TOTAL	435		

Fuente: Barrera Erik

Tabla 43: Granulometría de la muestra cota – 2.50m

GRANULOMETRÍA-POZO N°1 (-2.50 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	25	7	93
#40	73	23	70
#200	130	63	43
FUENTE	137	43	
TOTAL	365		

Fuente: Barrera Erik

Tabla 44: Granulometría de la muestra cota – 3.00m

GRANULOMETRÍA-POZO N°1 (-3.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	12	5	95
#40	95	26	69
#200	240	52	38
FUENTE	134	38	
TOTAL	481		

Fuente: Barrera Erik

De los anteriores resultados obtenidos del ensayo de granulometría de cada muestra tomada para las diferentes cotas y basándose en la tabla de clasificación de suelos de la SUCS se puede observar que en todos los casos más del 50% de la muestra pasa el tamiz # 4 y de la misma forma más del 50% de la muestra es retenida por el tamiz #200, es así que el suelo se lo clasifica como Arena limosa mal graduada.

- **Velocidad de onda de corte (V_s)**

El número de golpes obtenidos anteriormente sirven para el cálculo de la velocidad de onda de corte mediante correlaciones

Se usará entonces la correlación Kirar (2016) debido al ajuste correcto que presenta con respecto al número de golpes del ensayo SPT y la velocidad de onda de corte que viene sugerida por la normativa.[46]

El valor de V_s viene dado por la siguiente ecuación:

- Para todo tipo de suelo

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

- Para suelo arenoso

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

- Para suelo arcilloso

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

Por la clasificación del suelo según la SUCS se usará la fórmula correspondiente a suelos arenosos.

En conformidad con lo estipulado en la NEC – 2015 con los límites del número de golpes $50 > N \geq 15$ y la velocidad de onda de corte entre $360\text{m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$; Se clasifica el suelo de lugar de estudio como suelo tipo D así como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 45: Perfiles de suelo según NEC

Profundidad (m)	N° Golpes (30 cm)	Vs (m/s)
-1.00	19	271.34
-2.00	25	297.72
-2.50	33	327.00
-3.00	44	360.41
Vs Promedio		314.11
Tipo de suelo		D

Fuente: Barrera Erik

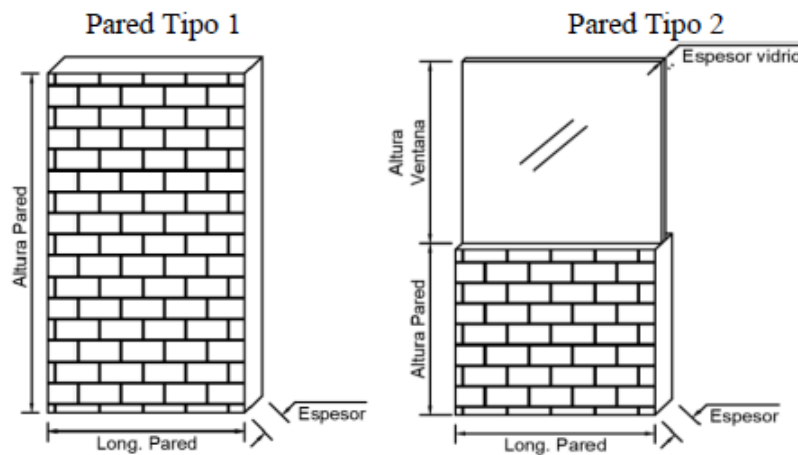
2.2.3.6. Cargas gravitacionales

Cuantificación de cargas muertas

- **Peso propio de paredes**

Estos cálculos se realizaron tomando en cuenta los pesos específicos de la NEC – SE – CG 2015 y a su vez en función de las mediciones tomadas en campo a dichas paredes tanto en longitud y espesor, se muestra entonces el esquema gráfico de los tipos de paredes y los resultados finales de las cargas en una tabla.

Figura 34: Tipos de paredes



Fuente: Barrera Erik

Tabla 46: Peso propio de paredes

Peso de pared Nv + 3.24							
Tipo	Elemento	Dimensiones		Peso específico	Peso total	Longitud	Total
		H (m)	Esp (m)	Kg/m³	Kg/m	m	Kg
1	Pared	3.00	0.15	1600	720	134.70	96984
2	Pared	1.20	0.15	1600	306.72	40.70	12471.30
	Vidrio	1.80	0.004	2600			
Total (Kg)							109455.30
Área Losa (m²)							523.78
Cm (Kg/m²)							208.98
Peso de pared Nv + 6.48							
Para la última losa no se dispone de paredes ni antepechos debido a que la losa es inaccesible.							

Fuente: Barrera Erik

- **Carga de losa**
 - **Losa bidireccional**

Figura 35: Corte de losa



Fuente: Barrera Erik

Tabla 47: Cuantificación de peso de los Nv +3.24

Elementos	Dimensiones (m)			Peso específico	Peso total
	Altura (m)	Longitud (m)	Espesor (m)	Kg/m ³	Kg/m ²
Loseta	1	1	0.05	2400	120
Nervios	0.20	3.6	0.1	2400	172.80
Bloque	8 blocks*15 kg				120
Enlucido sup.	1	1	0.015	1900	28.50
Enlucido inf.	1	1	0.015	1900	28.50
Acabado	1	1	0.015	1900	24
				Total	493.80

Fuente: Barrera Erik

- **Carga muerta de modelado (CMM) Nv + 3.24 m**

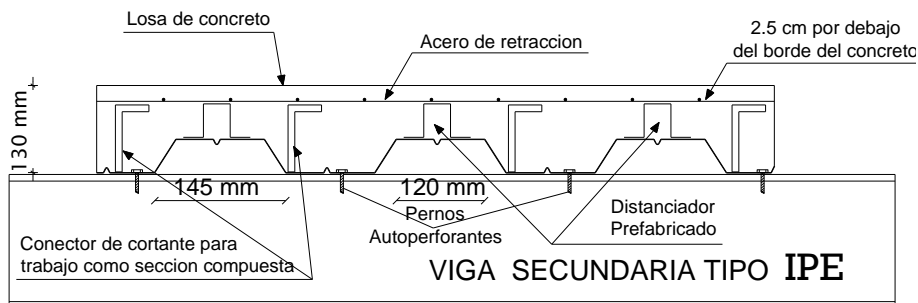
$$\text{CMM} = \text{CM Acabados} + \text{CM Pared}$$

$$\text{CMM} = 201 \text{ Kg/m}^2 + 208.98 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{CMM} = 410 \text{ kg/m}^2$$

- **Losa compuesta**

Figura 24: Corte de losa colaborante



Fuente: Barrera Erik

Tabla 48: Pesos de Losa colaborante.

Figura 36:Elementos	Dimensiones (m)			Peso específico	Peso total
	Volumen según catálogo m ³ /m ²			Kg/m ³	Kg/m ²
Loseta (7 cm)	0.09954			2400	238.90
Placa Deck					9.10
	Altura (m)	Longitud (m)	Espesor (m)		
Enlucido inf.	1	1	0.015	1900	28.50
				Total	276.50

Fuente: Barrera Erik

- **Carga muerta de modelado (CMM) Nv + 6.48 m**

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

$$\text{CMM} = 28.50 \text{ Kg/m}^2 + 0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{CMM} = 28.50 \text{ kg/m}^2$$

- **Cálculo de la carga muerta de cubierta para quirófano**

$$P_{\text{prf}} = 10\text{m} * 1 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{prf}} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{tch}} = 6 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{gypsum}} = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{tot}} = 10 \text{ kg/m}^2 + 6 \text{ kg/m}^2 + 5 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{tot}} = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 21 \text{ Kg /m}^2 * 4 \text{ m}$$

$$q_u = 84 \text{ kg/m}$$

Las anteriores cargas calculadas serán aplicadas para la modelación y análisis de la estructura, debido a que dicho análisis se lo debe realizar con la utilización tanto de

cargas muertas como vivas, para estas últimas cargas se tomarán las dispuestas por la normativa ecuatoriana de la construcción NEC – SE – CG 2015, las cuales son presentadas en la siguiente tabla.

Tabla 49: Cargas Vivas

Uso y Ocupación	Carga (Kg/m ²)
Plataformas de reuniones (Pasillos)	480
Unidades educativas (Aulas)	200

Fuente: NEC – SE – CG, 2015

De la misma manera para la modelación y análisis de la estructura se realiza un estudio de la irregularidad que esta presenta, irregularidades que ya fueron claramente definidas e identificadas en el capítulo 1, no se procederá a la realización del cálculo e identificación de cada una de ellas debido a que ese no es el fin principal del presente trabajo.

2.2.3.8. Cuantificación de la carga sísmica según la NEC-SE-DS 2015

La normativa ofrece ciertos parámetros para esta cuantificación, estos parámetros están en función del lugar de emplazamiento de la estructura, configuración estructural, tipo de suelo, entre otros.

La siguiente tabla permite obtener el valor del cortante basal y la gráfica del espectro de respuesta.

Tabla 50: Parámetros para la estimación de carga sísmica

PROYECTO	H. DOCENTE VETERINARIO	
SITIO	QUEROCHACA-CEVALLOS	
SUELO	D	
S. ESTRUCTURAL	H.A Sin muros vigas descolgadas	
USO	EDUCACIÓN SUPERIOR	
PARAMETROS	VALOR	NEC-SE-DS
DATOS ELÁSTICO		
Z (%g)	0.40	3.1.1
η	2.48	3.3.1
fa	1.20	3.1.1.a
fd	1.19	3.2.2.b
fs	1.28	3.2.2.c

r	1.00	3.3.1
DATOS REDUCIDO		
R	8.00	6.3.4.b
l	1.30	4.1 Tabla 6
Φ_p	1.00	5.2.3. Tabla 13
Φ_e	0.90	5.2.3. Tabla 14
hn (m)	6.48	6.3.3 Alt est.
Ct	0.055	6.3.3.a
α	0.90	6.3.3.a
CÁLCULOS		
T (s)	0.296	
To(s)	0.127	
Tc(s)	0.698	
Sa(%g)	1.190	
C (%g)	0.2149	
k	1.00	

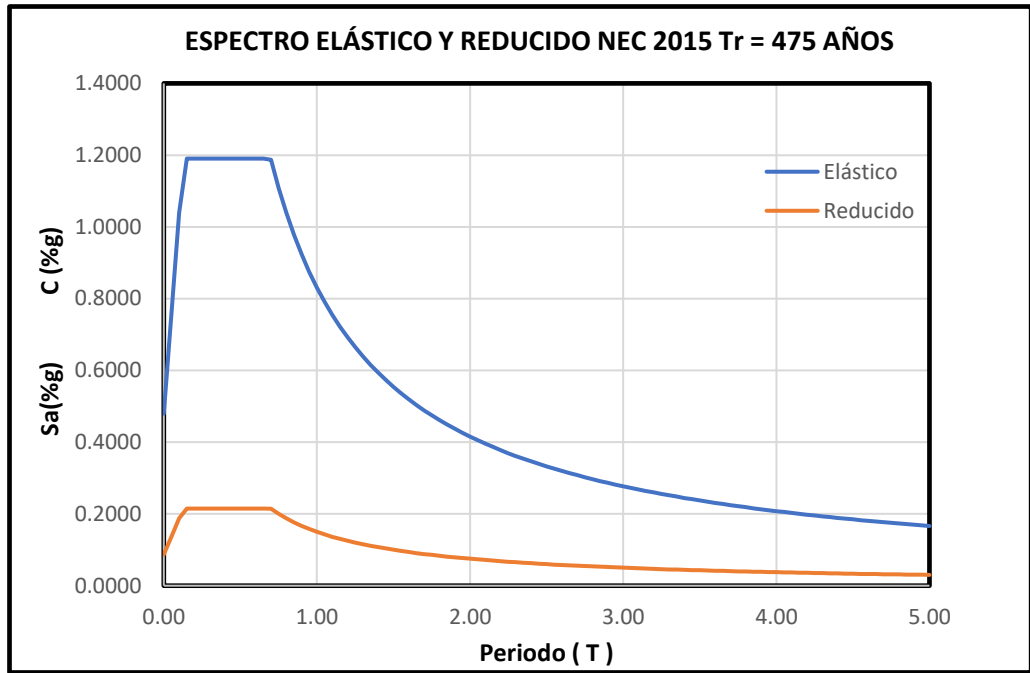
Fuente: Barrera Erik

Tabla 51: Valores de período y aceleración espectral para gráfica de espectro

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%g)
0.00	0.4800	0.0867
0.25	1.1904	0.2149
0.50	1.1904	0.2149
0.75	1.1081	0.2001
1.00	0.8311	0.1501
1.25	0.6648	0.1200
1.50	0.5540	0.1000
1.75	0.4749	0.0857
2.00	0.4155	0.0750
2.25	0.3694	0.0667
2.50	0.3324	0.0600
2.75	0.3022	0.0546
3.00	0.2770	0.0500
3.25	0.2557	0.0462
3.50	0.2374	0.0429
3.75	0.2216	0.0400
4.00	0.2078	0.0375
4.25	0.1955	0.0353
4.50	0.1847	0.0333

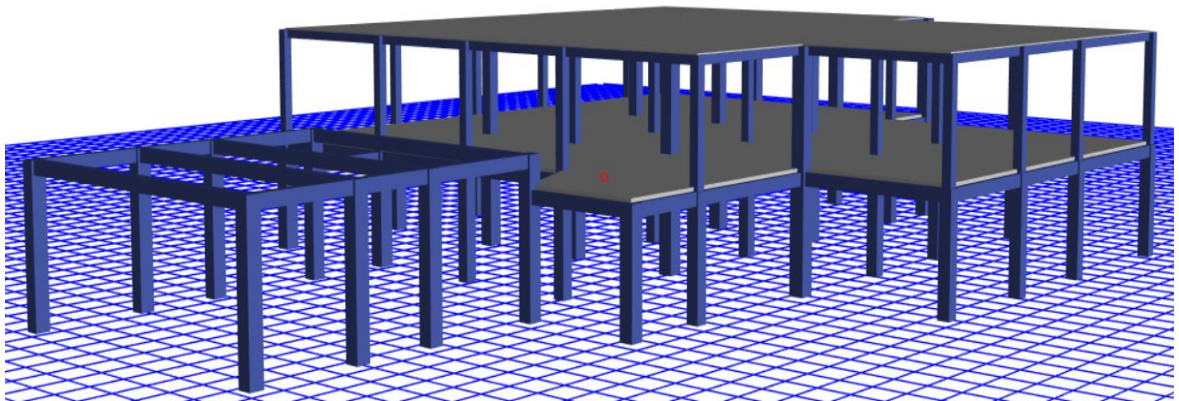
Fuente: Barrera Erik

Figura 37: Espectro elástico y reducido NEC, 2015



Fuente: Barrera Erik

Figura 38: Modelo 3D de la edificación en la actualidad



Fuente: Etabs 2016

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis y discusión de resultados

3.1.1. Método Cualitativo para la evaluación de vulnerabilidad sísmica

3.1.1.1. Inspección Visual Rápida por formularios FEMA 154

Con el fin de obtener los parámetros necesarios que se solicita en los formularios de la FEMA 154 (Evaluación Rápida Visual de alta sismicidad), se realizó la visita de campo a la edificación, misma que constó de una inspección exterior e interior, esperando así poder identificar el grado de vulnerabilidad sísmica en el que se encuentra la estructura.

Parámetros para el formulario Nivel 1.

Es importante la ubicación de un croquis y fotografía de la estructura en estudio, datos básicos como ubicación, nombre, inspector, uso, tipo de suelo y otros riesgos a los que se encuentra expuesta.

- **Sistema Estructural**

Al realizar la inspección, se notó que la planta baja de la estructura consta de elementos estructurales de hormigón armado y la planta alta consta de columnas de hormigón, losa colaborante y vigas de acero estructural, sin embargo la gran mayoría de la estructura es de hormigón, por lo que se ha tomado como tipo de estructura FEMA 154 A la identificada como C1 en el capítulo dos.

- **Año de construcción**

Una placa de identificación que se encuentra al interior de la estructura data su construcción del año 2013.

- **Perfil estratigráfico del suelo**

En concordancia con la Norma Ecuatoriana de Construcción y por medio de la realización del ensayo SPT se determinó que el perfil del suelo corresponde a un tipo D.

- **Niveles y alturas.**

La estructura consta de 2 únicos niveles de 3.24 metros cada uno.

- **Irregularidad en Planta**

En concordancia con las irregularidades impuestas por el FEMA 154, en la tabla B-5, no se han identificado irregularidades en planta para el caso de esta estructura.

- **Irregularidad en elevación**

En concordancia con las irregularidades impuestas por el FEMA 154, en la tabla B-4, se ha identificado una irregularidad en elevación conocida como columna corta, la cual representa una irregularidad de carácter severa, esto sucede porque existe una doble altura en el área del quirófano y por ende, dos vigas convergen en distinto nivel de la misma columna, generando el efecto patológico de columna corta.


Parámetros del formulario Nivel 2

Este formulario está bastante relacionado con el de Nivel 1, se usan además los mismos parámetros anteriores y el puntaje final ajustado del Nivel 1, Se verifican todos los aspectos en cuestión a irregularidad vertical encontrando que en el eje D existen problemas de columna corta, a continuación, se presenta el formulario completo de la edificación.

Tabla 52: Formulario Nivel 1

Inspección rápida de edificios sujetos a posibles riesgos sísmicos
 Nivel 1
 FEMA P-154 Formulario de recolección de Datos.
ALTA SISMICIDAD

Fotografía

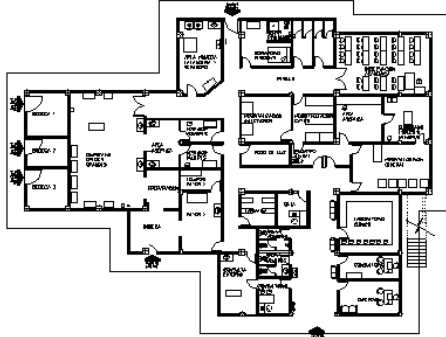


Dirección: [Universidad Técnica de Ambato-Campus Querochaca](#)
Postal:
Otra Identificación: [Cantón Cevallos](#)
Nombre del edificio: [Edificio del Hospital Docente Veterinario](#)
Uso: [Centro de educación superior](#)
 Latitud [-1.37](#) Longitud [-78.61](#)
 Ss: S1:
 Inspector(s): [Erik Barrera](#) Fecha/Hora: [10 de febrero del 2021/11h00](#)

No. Pisos: Sobre NPT: [2](#) Bajo NPT: [0](#) Año de construcción: [2013](#)
 Superficie total del Suelo (m2) [844.74 m2](#) Código de año Adiciones: Ninguna Sí, Años Construcción:

Ocupación:
 Asamblea Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina **Escuela** Gobierno
 Utilidad Almacén Residencial, # Unidad

Croquis



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

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

COMENTARIOS:
 La irregularidad que se describe como columna corta hace referencia a que las columnas son cortadas por vigas debido a un doble nivel en el área de quirófano.

TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1 A	W2	S1 (MR F)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (UR M INF)	C1 (MR F)	C2 (SW)	C3 (UR MI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM 1 (FD)	RM 2 (RD)	UR M	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.6	2.1	2	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad vertical grave, VLI		-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 vertical moderada, VII		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta, PL1		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	-NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior-Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A0 B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	0.4
Suelo Tipo E (>3 pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo Smin		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 NIVE, SL1 >= Smin
1.5 - 0.9 = 0.6

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN
 Exterior: Parcial: Todos los pisos: Aéreo
 Interior: Ninguna: Visible: Ingreso
 Planos revisados: Si: No
 Fuente del tipo de suelo: [Estudios posteriores](#)
 Fuente de los peligros geológicos:
 Persona de contacto:
 ¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DEL NIVEL 2?
 Si, Puntaje final Nivel 2, SL2: [0.3](#) No
 ¿Peligros no estructurales? Si No

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

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

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

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

Fuente: Barrera Erik

Tabla 53: Formulario Nivel 2

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.			Nivel 2			
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.			Alta			
Sismicidad						
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.						
Nombre edificio: <u>Hospital Veterinario</u>	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= <u>0.6</u> S _{MIN})	(no se considera)			
Inspector: <u>Erik Barrera</u>	Modificadores de Irreg. Nivel 1:	Irregularidad Vertical, VL1= <u>-0.9</u>	Irregularidad en planta, PL1= <u>0</u>			
Fecha/Hora: <u>10 de febrero del 2021/11h00</u>	PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO:	S'=(SL1-VL1-PL1) = <u>1.5</u>				
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO						
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)			Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.			-1.2	VL2 = -1.2 (Limite en -1.2)
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.				
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.			-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)			-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.			-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.			-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.			-0.5	
		Discontinuidad				
	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.			-1.0		
	Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.			-0.5		
	Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.			-0.3		
	Columnas cortas					
C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.			-0.5			
C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna.			-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.			-1.0			
Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.			-0.5			
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente).			-0.7	PL2 = 0 (Limite en -1.2)	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.			-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.			-0.4		
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente:		Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1.0 -1.0 -0.5	
	Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-1.0	
	Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.			-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación).			0.3		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.			-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.			1.2		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.			1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ S _{MIN} :				1.5 - 1.2 = 0.3	Transferir al Formulario Nivel 1	
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No						
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación						
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS						
Ubicación	Declaración (Chequear "Si" o "No")			Si	No	Comentario

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

Fuente: Barrera Erik

3.1.1.2. Formulario de las NEC 2015 para la Evaluación Rápida Visual

- Selección de parámetros

Así como para los formularios del FEMA 154 y dado que la NEC basó su formulario en los que se desarrolló en la sección anterior, se seleccionó como sistema estructural un pórtico de hormigón armado en la categoría C1 con un puntaje básico de 2.5.

Solo se seleccionó modificador para las irregularidades en elevación siendo este – 1.5, para el caso de las irregularidades en planta, como en el caso anterior no se seleccionó modificador.

Por el año de construcción (2013) se seleccionó como código de construcción tanto para el diseño y la ejecución de la obra el correspondiente al año 2001, entonces para este apartado el modificador corresponde a 1.4.

Como se conoce que el tipo de suelo es D, se seleccionó un modificador de -0.6.

Tabla 54: Formulario NEC

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
			DATOS DE EDIFICACION:											
			Dirección: Cantón Cevallos											
			Nombre de la edificación: Hospital Veterinario											
			Sitio de referencia: UTA Campus Querochaca											
			Tipo de uso: Centro de educación superior						Fecha de evaluación: 10 febrero 2021					
			Año de construcción: 2013						Año de remodelación:					
Área construida en m2: 844.74						Numero pisos: 2								
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Erik Barrera														
C.I. 1805196118														
Registro senescyt:														
Fotografía:														
														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado				C1	Pórtico acero laminado				S1			
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales				C2	Pórtico acero laminado con diagonales				S2			
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo				C3	Pórtico acero doblado en frío				S3			
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX					H. Armado prefabricada				PC	Pórtico acero con paredes mampostería			
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	
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 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-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
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					1.80									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial				X									
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
												Firma responsable Evaluación		
OBSERVACIONES. –														
El resultado que se obtuvo del formato indica una alta vulnerabilidad de la edificación														

Fuente: Barrera Erik

- Resultados de Evaluación Rápida Visual**

Los valores de S bajos que se obtuvieron denotan que la estructura es muy propensa a sufrir daños, es decir, posee un alto grado de Vulnerabilidad, estos valores corresponden a 0.6 para el caso de los formularios del FEMA 154 y 1.8

para el caso del formulario de la NEC, resultados en los que fue decisiva la irregularidad en elevación, patología de columna corta y por otro lado el tipo D del suelo, en definitiva es de gran importancia realizar un análisis por métodos más detallados como el método cuantitativo con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover)

3.1.2. Método cuantitativo para la estimación de la vulnerabilidad sísmica

En todo análisis estructural es recomendable iniciar por un análisis lineal y posterior chequeo de las características que posee la estructura y compararlas con los parámetros mínimos de la normativa ecuatoriana de la construcción, para tal fin se va a usar el software Etabs V 16, de la compañía CSI, Programa especialista en el análisis y cálculo estructural de edificaciones.

Las características fundamentales de los materiales son las siguientes:

- Barras de acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Hormigón $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Resistencia obtenida del ensayo esclerométrico)
- Acero estructural A36 $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Para el caso de las secciones de los elementos estructurales se definieron las mismas que se muestran en las tablas 34 y 35 del presente trabajo.

3.1.2.1. Cálculo del cortante basal estático NEC-SE-DS, 2015

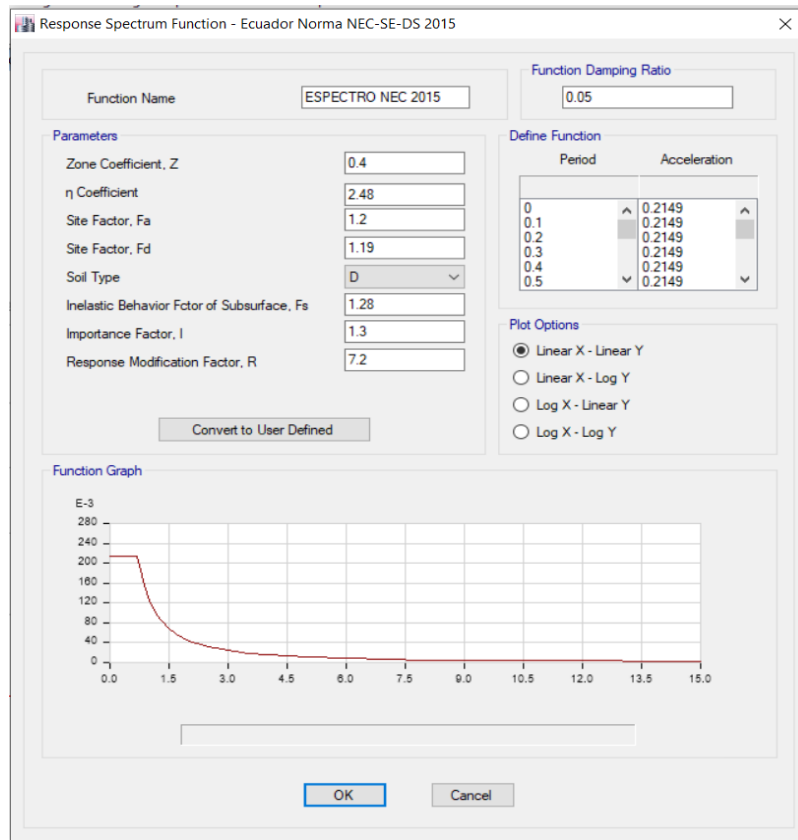
Para la determinación del cortante basal estático que es único y exclusivo para esta estructura es necesario determinar algunos aspectos que dependen de las características geométricas y sitio de emplazamiento de la edificación, a continuación, se muestra el proceso:

- **Espectro de respuesta sísmica**

Así como se menciona en el capítulo 2 de este trabajo, para la selección de los coeficientes de sitio se usa la zona sísmica, que por estar en la Provincia de Tungurahua, este pertenece a un factor $z = 0.4g$, y como es de esperarse el coeficiente de Importancia de la edificación corresponde a 1.3 debido a que se trata de una institución educativa, clasificada dentro de las edificaciones de tipo especial, por otro

lado se seleccionó un coeficiente de reducción de carga sísmica $R=8$ debido a que el sistema estructural corresponde a pórticos especiales resistentes a momento (SMF).

Tabla 55: Espectro de respuesta NEC-SE-DS, 2015



Fuente: Etabs 2016

Una vez que se ha definido el espectro de respuesta sísmica es conveniente determinar los coeficientes C_t y α que dependen netamente del tipo de edificio o del material del que esté compuesto ya que su rigidez depende de eso.

Tabla 56: Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental estimado

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

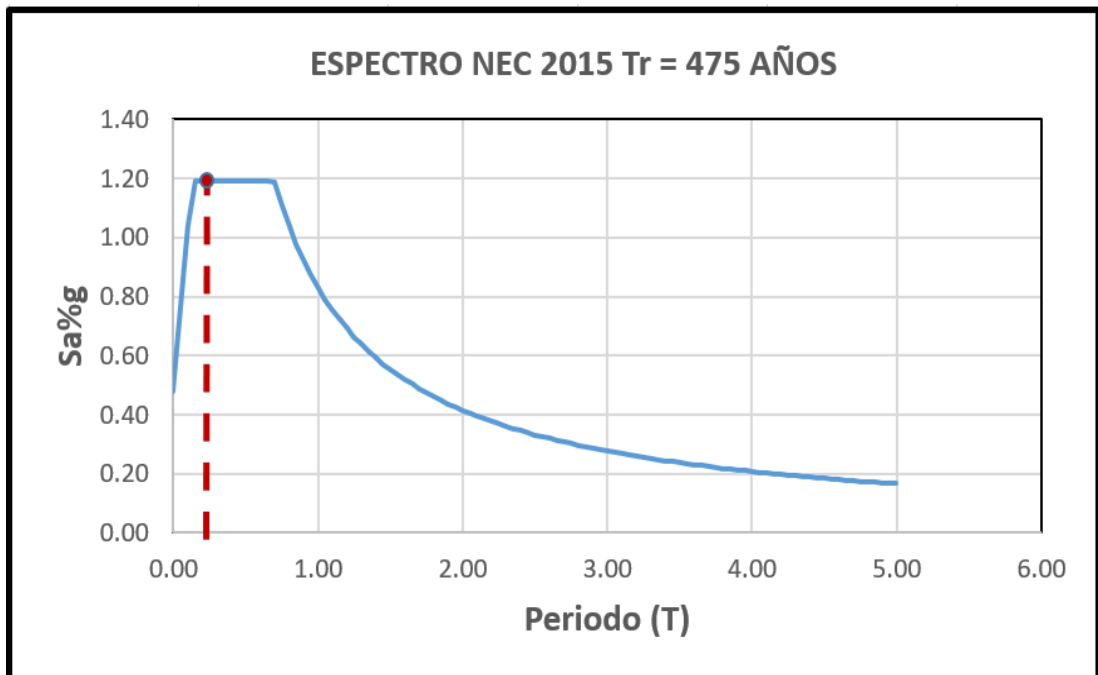
Se seleccionó los valores de $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$ basados en la premisa de que prácticamente la totalidad del edificio se forma de hormigón y que por el momento se realizará el análisis sin considerar ningún método de reforzamiento como diagonales o muros. Una vez obtenidos todos los parámetros necesarios el periodo quedaría definido por la siguiente expresión:

$$T_a = hn^\alpha \times C_t$$

$$T_a = 6.48^{0.9} \times 0.055$$

$$T_a = 0.296$$

Figura 39: Espectro elástico NEC



Fuente: Barrera Erik

De la figura anterior se obtiene un valor de 1.19 para el caso de la aceleración espectral S_a con lo que se podrá calcular el valor del coeficiente C del cortante basal el cuál viene dado por la siguiente expresión:

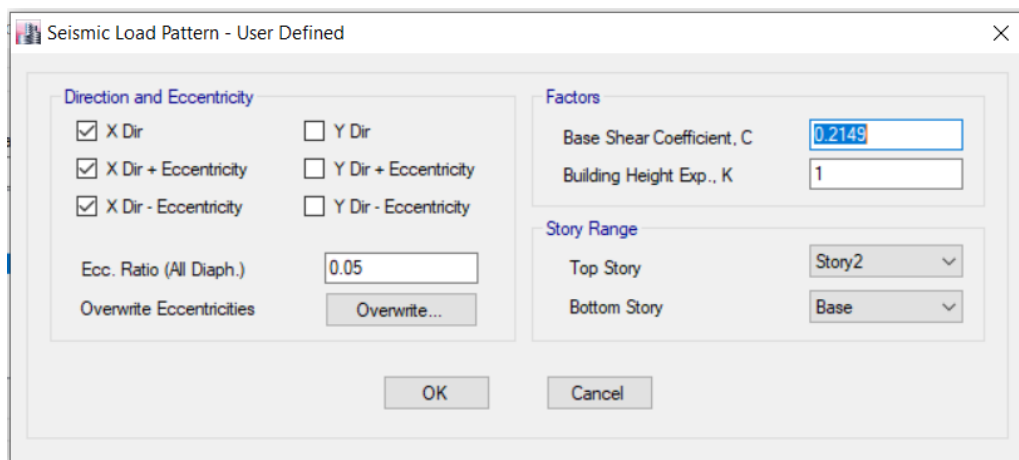
$$C = \frac{I \times S_a}{R \times \phi_p \times \phi_e}$$

$$C = \frac{1.3 \times 1.19}{8 \times 1 \times 0.9}$$

$$C = 0.2149$$

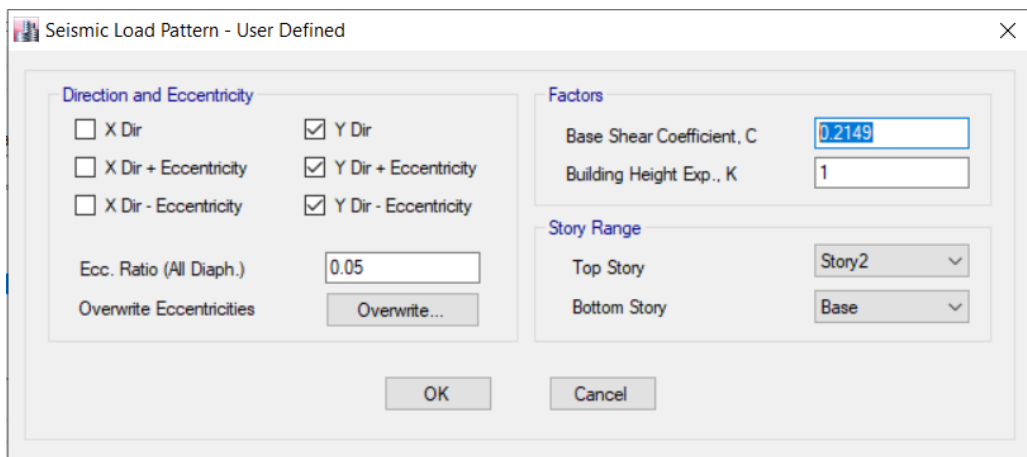
El valor de C representa el valor del coeficiente de reducción de respuesta sísmica para el cálculo del cortante basal estático, este coeficiente se ingresará en Etabs para que este calcule la carga estática que se usará en el análisis, tal y como se muestra a continuación

Figura 40: Coeficiente C de cortante basal en X



Fuente: Etabs, 2016

Figura 41: Coeficiente C de cortante basal en Y



Fuente: Etabs, 2016

3.1.2.2. Cargas muertas y vivas en la estructura

Todo el aparato inmobiliario, paredes y acabados constituyen una carga para la estructura, cargas que ya fueron cuantificadas en la sección de cargas gravitacionales 2.2.3.6.

Figura 42: Cargas en losa Nv + 3.24

Geometry	Assignments	Loads
▼	Load Pattern: CMP	
>	Uniform	410 kgf/m ²
▼	Load Pattern: Live	
>	Uniform	200 kgf/m ²

Fuente: Etabs, 2016

Figura 43: Cargas en losa Nv + 6.48

Geometry	Assignments	Loads
▼	Load Pattern: CMP	
>	Uniform	28.5 kgf/m ²
▼	Load Pattern: Live	
>	Uniform	70 kgf/m ²

Fuente: Etabs, 2016

Figura 44: Carga distribuida en vigas de quirófano

Geometry	Assignments	Loads	Design
▼	Load Pattern: Dead		
>	Uniform Force	84 kgf/m	

Fuente: Etabs, 2016

Para el caso del quirófano, se ha sacado un peso distribuido que represente a la cubierta de techo que ahí se ubica, dicho peso se ha aplicado sobre vigas de hormigón armado presentes en obra, se optó por realizarlo de esa manera par que el modelo matemático fuese más sencillo y aplicable.

3.1.2.3. Chequeo de resultados de análisis lineal

Se realizará la comparación entre los resultados obtenidos del análisis del softwae Etabs con los parámetros mínimos normativos (NEC-SE-DS, 2015) para cada caso que se señala a continuación:

- **Periodo de vibración**

Este chequeo se lo realiza con una comparación entre el período de vibración obtenido por la ecuación descrita en la sección 3.1.2.1, y el valor de periodo fundamental de vibración de la estructura que se obtiene a partir del análisis modal espectral que lo realiza Etabs, este último valor debe cumplir con la condición de no ser mayor a 1.3 veces el valor del periodo obtenido por la ecuación de la normativa, para fines de evaluación estructural no es posible modificar su rigidez para hacer que este parámetro cumpla, en caso de diseño, si.

Tabla 57: Periodos obtenidos por análisis modal

Mode	Period sec
1	0.38
2	0.363
3	0.336
4	0.171
5	0.163
6	0.162
7	0.151
8	0.121
9	0.07

Fuente: Etabs, 2016

Como se sabe qué:

$$T_{a_{NEC}} = 0.296 \text{ s}$$

$$T_{a_{EDB}} = 0.380 \text{ s}$$

Entonces:

$$1.3*(0.296) > 0.380$$

$$0.385 > 0.380$$

CUMPLE CON EL PERIODO

Como se puede notar el periodo de la estructura actual cumple con no superar en un 30% el periodo normativo por lo que desde ya se puede intuir que la estructura va a estar cumpliendo derivas, sin embargo, es necesario realizar los demás chequeos.

- **Participación de masa modal**

Para la correcta estimación de la masa reactiva sísmica W , es importante que la estructura o el porcentaje de la masa de la estructura que se excita sea de por lo menos

el 90% en el número de modos de vibración que se cumpla este principio se puede tomar como el último de la estructura.

Tabla 58: Participación de masa modal

Mode	Sum UX	Sum UY
1	0.0002	0.7187
2	0.6707	0.719
3	0.7022	0.719
4	0.7119	0.9215
5	0.8214	0.924
6	0.9814	0.9472
7	0.9999	0.9999
8	0.9999	0.9999
9	0.9999	0.9999

Fuente: Etabs, 2016

Se puede observar que efectivamente existe una acumulación de masa modal superior al 90% en ambos sentidos, en el sentido X, esta acumulación se consigue en el sexto modo de vibración, en el sentido Y se consigue en el cuarto modo, esto se debe a que el primer modo de vibración se da en el sentido Y de la estructura lo que es totalmente lógico ya que la menor población de columnas es en ese sentido, es decir el sentido Y es el que tiene menor rigidez lo que hace que la masa se excite mucho más en ese sentido.

- **Verificación de la torsión en planta**

Si bien es cierto la NEC-SE-DS, 2015 no hace especial énfasis en esta parte, es recomendable que los desplazamientos que la estructura sufre en sus ejes X e Y con respecto al eje Z, no superen el 30% porque de ser así se estaría ante un movimiento torsional. En la mayoría de las situaciones sucede que la mayor cantidad de masa se desplaza en los dos primeros modos de vibración, en consecuencia, ahí es que se produce la mayor disipación de energía sísmica, por lo que se busca que estos dos primeros modos sean traslacionales, a partir del tercer modo de vibración es admisible que se produzca torsión.

Los elementos que sufren el embate de este efecto son las columnas, cuanto se diseña, se busca disminuir este efecto con la colocación de muros de corte lo más alejados posible del centro de torsión, lo ideal es en la periferia de la edificación o simplemente

se puede solucionar con el aumento de dimensión de la comuna en el sentido paralelo a la dirección del momento torsional actuante.

Esta verificación se la realiza siguiendo la siguiente expresión:

$$\%Torsión = \frac{Rz}{> \text{entre } (Ux, Uy)} \times 100$$

Si, % torsión > 30% entonces; Torsional

Si, % torsión < 30% entonces; Traslacional

Tabla 59: Desplazamientos en X, Y, Z

Mode	UX	UY	RZ
1	0.0002	0.7187	0.0076
2	0.6705	0.0003	0.0398
3	0.0316	3.814E-05	0.6199
4	0.0097	0.2025	0.1227
5	0.1095	0.0024	0.0238
6	0.16	0.0232	0.0162
7	0.0186	0.0527	0.169
8	8.708E-06	2.575E-05	0.0008
9	0	3.904E-06	1.064E-05

Fuente: Etabs, 2016

- **Primer modo de vibración**

Para el movimiento en Y:

$$\%Torsión = \frac{0.0076}{0.7187} \times 100$$

$$\%Torsión = 1.05\%$$

MOVIMIENTO TRASLACIONAL EN X

- **Segundo modo de vibración**

Para el movimiento en X:

$$\%Torsión = \frac{0.0398}{0.6705} \times 100$$

$$\%Torsión = 5.94\%$$

MOVIMIENTO TRASLACIONAL EN Y

- **Tercer modo de vibración**

Para el movimiento alrededor de Z:

$$\%Torsión = \frac{0.6199}{0.0316} \times 100$$

$$\%Torsión = 1961\%$$

MOVIMIENTO TORSIONAL ALREDEDOR DE Z

De los resultados obtenidos anteriormente se puede notar que, en efecto, los dos primeros modos de vibración son rotacionales, lo que es recomendable, el tercer modo de vibración en cambio es totalmente torsional lo que no señala un grave problema debido a que la mayor cantidad de energía ya se habrá disipado en los dos primeros modos.

- **Cortante basal Dinámico Vs Estático**

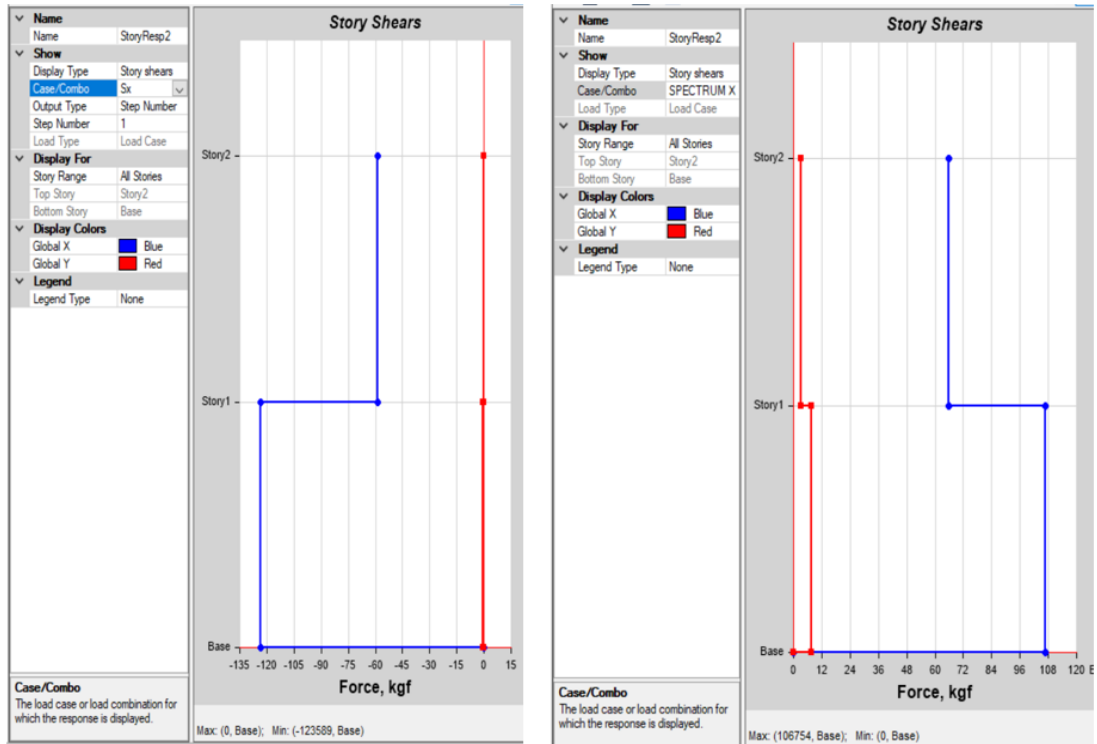
Para el caso del cortante basal estático y dinámico, la normativa NEC-SE-DS, 2015 señala que, para el caso de estructuras regulares, el cortante basal dinámico debe ser por lo menos el 80% del cortante basal dinámico, en cambio, para estructuras irregulares, el cortante basal dinámico debe ser al menos el 85% del cortante basal estático. Como al realizar el análisis de irregularidades en esta estructura se determinó que la irregularidad en elevación tenía un factor de 0.9 por motivos de columna corta, entonces se la clasifica como irregular, entonces se ajusta a la segunda condición mencionada, se va a calcular estos valores a partir de la siguiente gráfica y con la expresión mostrada.

Tabla 60: Cortante basal estático y dinámico

Dirección	Cortante estático (Kg)	Cortante Dinámico (Kg)	Porcentaje %	Chequeo
X	123588.73	106753.95	86	Cumple
Y	135201.02	116514.08	86	Cumple

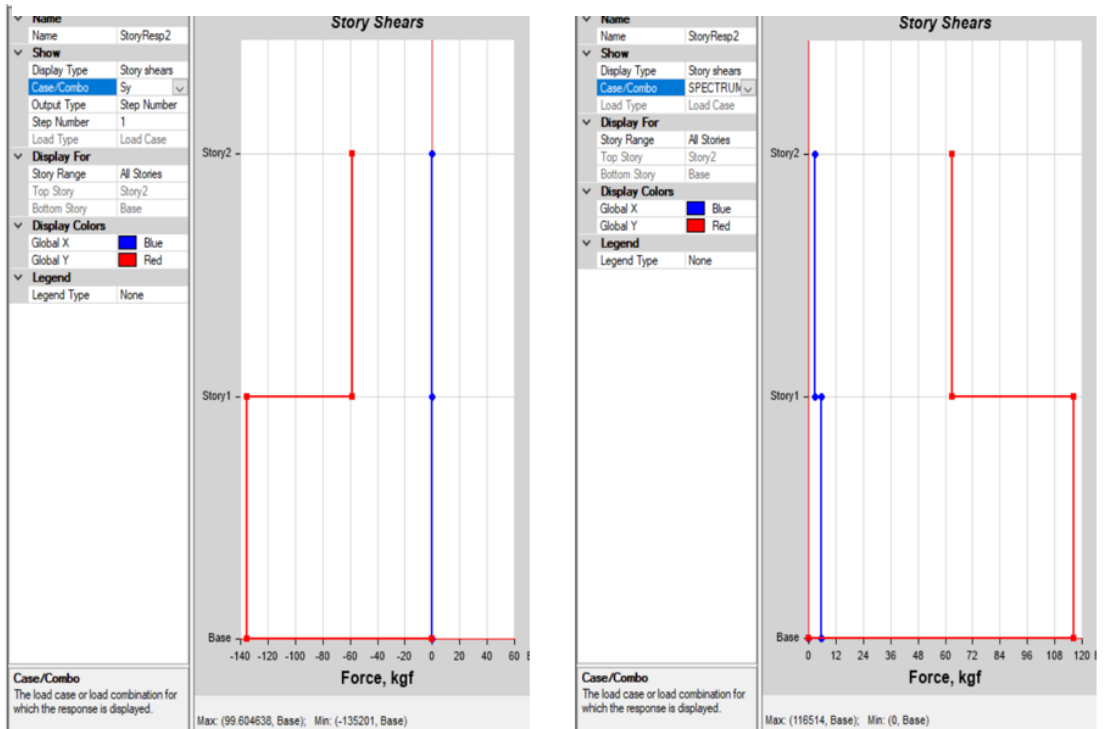
Fuente: Barrera Erik

Figura 45: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X



Fuente: Etabs, 2016

Figura 46: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y



Fuente: Etabs, 2016

Para cumplir con los porcentajes de cortantes establecidos en la NEC fue necesario hacer un reajuste a los casos de carga dinámicos que se relacionan de manera directa con el cortante basal dinámico, multiplicando a la gravedad del caso de carga dinámico en X por un valor de 1.13 y a la gravedad del caso de carga dinámico en Y por un valor de 1.09 obteniendo así fracciones de cortante dinámico en función del estático del 86% en ambos casos.

- **Chequeo de derivas de piso**

Las derivas de piso hacen referencia a la cantidad del movimiento lateral de un piso con respecto al anterior, esta cantidad se expresa en %, la NEC-SE-DS, 2015 señala que, para edificios de hormigón armado, acero estructural y madera, la deriva inelástica máxima es del 2% mientras que para el caso de edificios de madera, la deriva inelástica máxima es del 1%.

Dado que el software suele mostrar los datos de deriva como deriva elástica, convertirla a deriva inelástica mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

Δ_M : Deriva inelástica máxima

Δ_E : Deriva elástica máxima

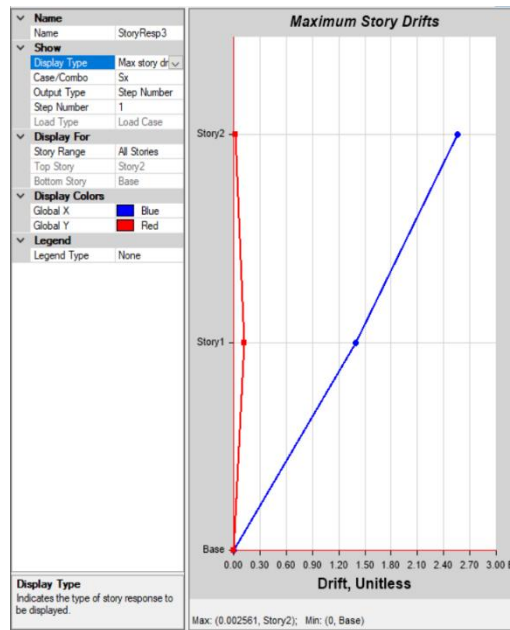
R: Factor de reducción de resistencia

- **Cálculo de derivas por fuerzas estáticas**

Se deben chequear las derivas en los dos sentidos, tanto en X como en Y, además de revisarlas para las fuerzas estáticas y dinámicas, existen varias ocasiones en las que las derivas por cortantes estáticos superan a los dinámicos, e ahí la importancia de revisarlas para todos los casos.

- **Para sentido X**

Figura 47: Deriva estática en X



Fuente: Etabs, 2016

$$\Delta_E = 0.0025$$

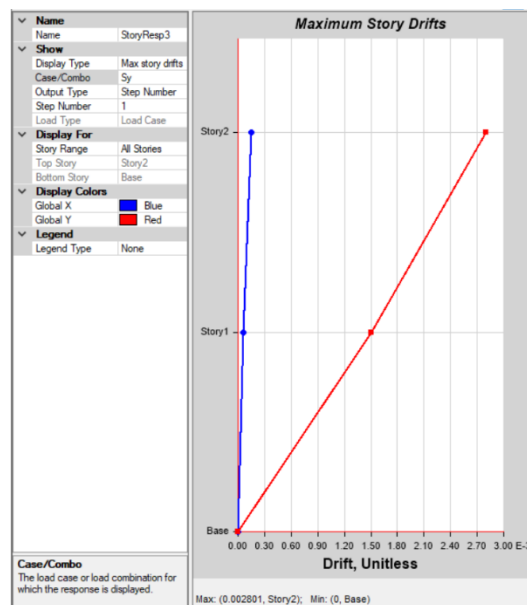
$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0025$$

$$\Delta_M = 0.015$$

$$\Delta_M = 1.5\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

- Para sentido Y

Figura 48: Deriva estática en Y



Fuente: Etabs, 2016

$$\Delta_E = 0.0028$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0028$$

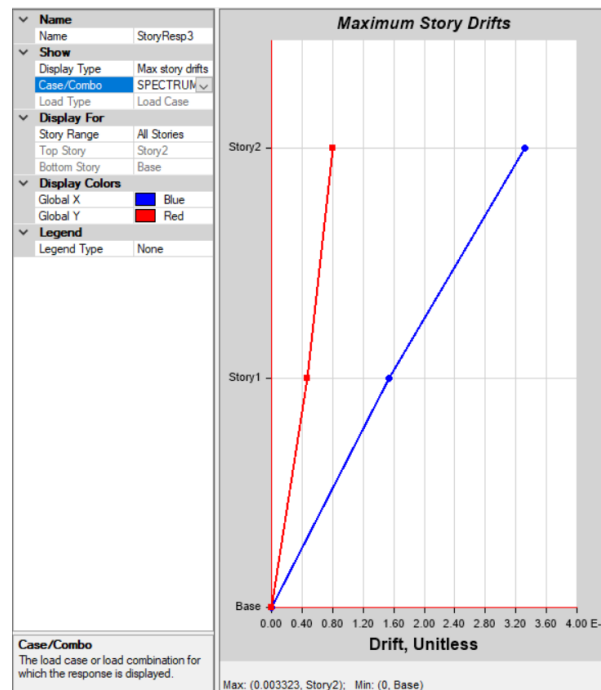
$$\Delta_M = 0.015$$

$$\Delta_M = 1.7\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

- **Cálculo de derivas para fuerzas dinámicas**

- **Para sentido X**

Figura 49: Deriva dinámica X



Fuente: Etabs, 2016

$$\Delta_E = 0.0033$$

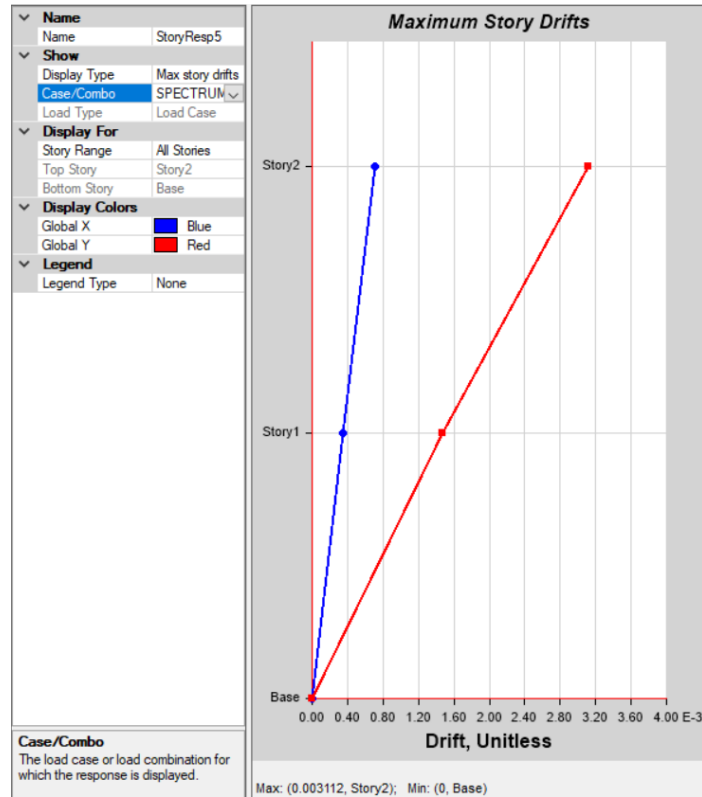
$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0033$$

$$\Delta_M = 0.0198$$

$$\Delta_M = 1.98\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

- Para sentido Y

Figura 50: Derivas Dinámicas en Y



Fuente: Etabs, 2016

$$\Delta_E = 0.0031$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.0031$$

$$\Delta_M = 0.018$$

$$\Delta_M = 1.8\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

3.1.2.4. Resistencia de elementos estructurales

Aunque las propiedades modales de la estructura cumplan con cada chequeo normativo, no quiere decir que vayan a cumplir con los requisitos de resistencia, es importante recordar que en el país, el diseño está dado por la utilización de la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design) o diseño por coeficientes de carga y resistencia, es decir, las resistencias de los elementos estructurales van a estar reducidas por ciertos factores debido a incertidumbres que abarcan procesos

constructivos, calidad de materiales e incluso desfases en el diseño mismo, además que las cargas van a estar aumentadas por ciertos factores así como se muestra a continuación.

Combinaciones de carga:

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

Donde:

L: Carga Vive

E: Carga Sísmica

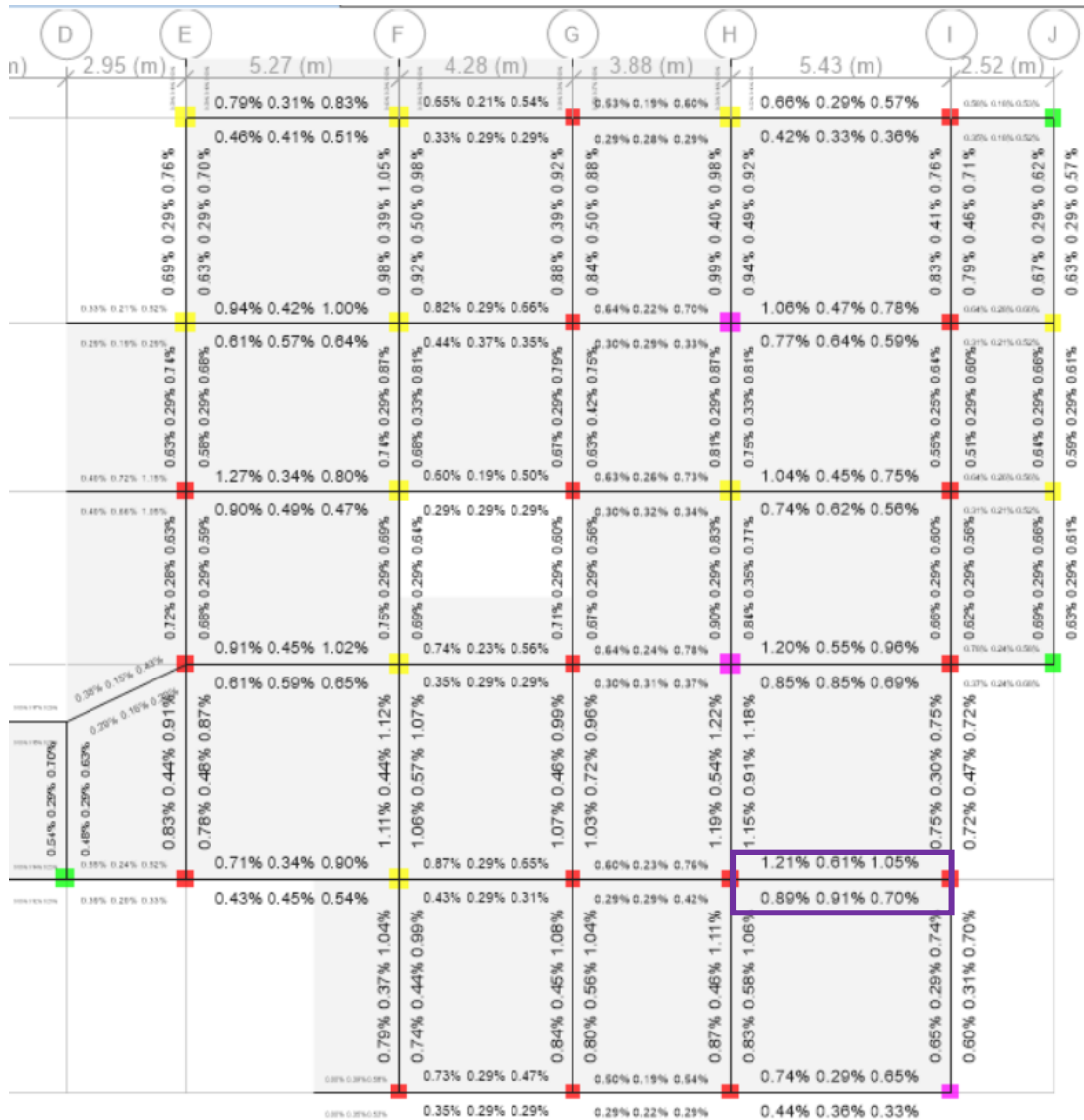
D: Carga Muerta

Cabe señalar que se realizó el chequeo de vigas con inercias agrietadas de 0.5 para flexión y de 0.4 para corte, para el caso de columnas unas inercias de 0.7 para flexión y 0.4 para corte.

- **Chequeo a flexión de vigas**

En la siguiente figura se muestran los porcentajes de acero para las vigas de hormigón armado y el pórtico central F como el más demandado, estos porcentajes de acero son los que el software Etabs calcula utilizando las combinaciones de carga definidos, es decir que utiliza la combinación de carga más desfavorable.

Figura 51: Porcentajes de acero en vigas



Fuente: Etabs, 2016

Se puede observar que la viga más demandada a flexión es la que corresponde al eje 2, entre los ejes H e I, teniendo una cuantía del 1.21% en su extremo, esto se explica porque bajo acciones de sismo, las partes que sufren mayores daños suelen ser los extremos, donde se generan las llamadas rótulas plásticas.

A continuación, se presentan los chequeos y cálculos que se realizaron para verificar si esta viga, siendo la más demandada cumple con los requisitos de resistencia tanto a flexión, corte y torsión, para los cálculos se usarán ecuaciones dadas por el ACI 318 – 14.

Tabla 61: Momentos de diseño y áreas de acero de viga más demandada

	End-I Design M_u tonf-m	End-I Rebar Area cm^2	Middle Design M_u tonf-m	Middle Rebar Area cm^2	End-J Design M_u tonf-m	End-J Rebar Area cm^2
Top (+2 Axis)	-12.35	12.74	-6.75	6.38	-10.89	11.00
Combo	1.2D + L - Ex		Dinam1.2D + L - Ey		1.2D + L + Ex	
Bot (-2 Axis)	9.44	9.31	9.67	9.57	7.64	7.32
Combo	Dinam1.2D + L - Ey		1.2D + 1.6L		Dinam1.2D + L - Ey	

Fuente: Etabs, 2016

Con la cantidad de acero mayor se calcula la cuantía de la siguiente manera:

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

$$\rho = \frac{12.74 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \times 30.90 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.01374$$

$$\rho = 1.374\%$$

Acero mínimo para la sección:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{42000} \times 30 \text{ cm} \times 30.90 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Acero máximo admitido para la sección:

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b$$

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

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{210}{4200} \right) \times \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.0217$$

$$\rho_{\max} = 0.5 (0.0217)$$

$$\rho_{\max} = 0.011$$

$$\rho_{max} = 1.10\%$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho_{max} \times b \times d$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.011 \times 30 \text{ cm} \times 30.90 \text{ cm}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 10.20 \text{ cm}^2$$

En primer lugar, en la figura 53 se observa que la cuantía de acero mayor de la viga en el extremo es 1.21% sin embargo, al realizar el cálculo se obtiene que la cuantía es de 1.37%, esta diferencia radica en que en el software se considera al peralte efectivo como el peralte total de la viga, hay que recordar que peralte efectivo hace referencia a la altura d medida desde un extremo de la sección de la viga hasta el centro del acero longitudinal del otro extremo de la sección, aclarado esto; se observa entonces que las áreas de acero de esta viga no cumplen con las máximas admitidas por la sección dado que la máxima admitida es 10.20 cm² y mediante el análisis se tiene un área de 12.74 cm².

Aunque las dimensiones de la mayoría de vigas cumple a la perfección los parámetros, existen otras pocas que no, lo ideal habría sido que la estructura posea una sección de 30 cm de base por 40 cm de peralte.

- **Chequeo de corte en vigas**

Con base a la misma viga se muestran los cálculos típicos para corte a partir de los datos obtenidos de Etabs 2016, los mismos que se muestran a continuación:

Tabla 62: Datos para diseño de vigas a corte

Rebar A_{vs} cm²/cm	Design V_{u2} tonf	Design T_u tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Design P_u tonf
0.1	15.21	0.05	-12.35	0
Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-m	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
11.16	-12.35	15.21	5.41	9.8

Fuente: Etabs, 2016

Esta serie de cálculos típicos se realizará bajo la norma ACI 318 14 que paa esa sección muestra esta ecuación:

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b \times s}{fy} \geq 0.35 \times \frac{b \times s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times \frac{30\text{cm} \times 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \geq 0.35 \times \frac{30 \text{ cm} \times 10\text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0647 \geq 0.025$$

$$A_{v \text{ calc}} \geq A_{v \text{ min}}$$

$$0.1 > 0.0647$$

El acero calculado para cortante cumple con el acero mínimo.

- **Chequeo de torsión de vigas**

Si se cumple la siguiente condición, es posible despreciar los efectos de torsión en vigas:

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

Donde:

T_u = Resistencia última a la torsión

T_{th} = Umbral de torsión

T_{cr} = Torsión de fisuración

A_0 = área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional

P_h = Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón

ϕ = Factor de renunciación con un valor de 0.75

Tabla 63: Datos de torsión

Torsion T_u tonf-m	Threshold ϕT_{th} tonf-m	Critical ϕT_{cr} tonf-m	Conc. Area A_{cp} m^2	Conc. Area A_o m^2	Perimeter P_h m
0.05	0.24	0.98	0.105	0.0469	0.9444

Fuente: Etabs, 2016

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

$$0.05 T_n - m < 0.24 T_n - m$$

La condición señala que no es necesario colocar armadura contra torsión.

- **Chequeo de columnas a flexo-compresión**

En vista de que todas las columnas del eje G fallan, se seleccionó dicho eje para el chequeo de flexo-compresión, en especial las columnas del primer nivel.

Los valores que se muestran en la siguiente tabla corresponden a la columna de nombre C10 del eje G4.

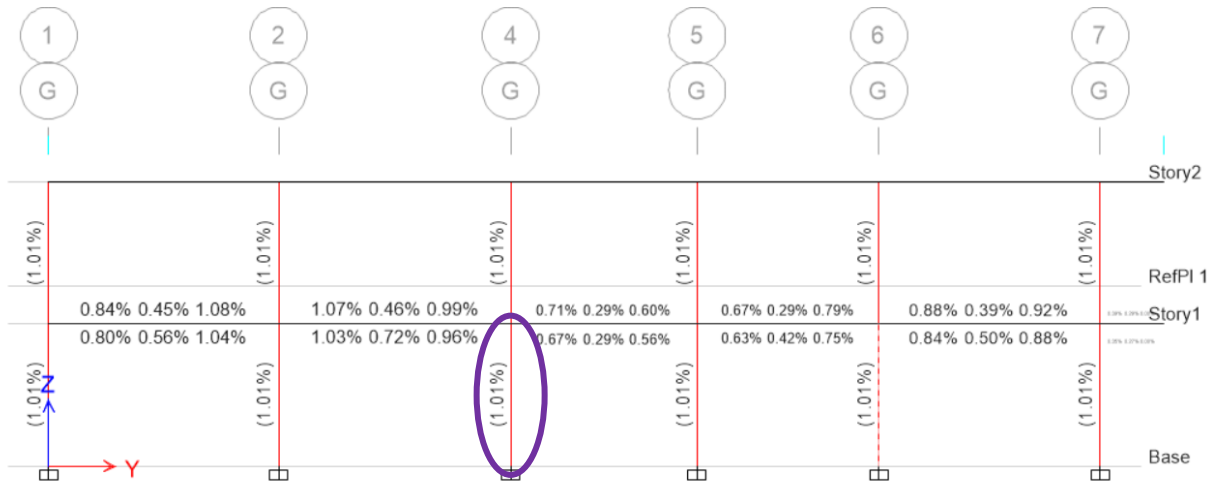
Tabla 64: Datos para diseño de columna

Level	Element	Section ID	Combo ID	Length (m)	Width	deep
Story1	C10	C40x40	Dinam1.2D + L - Ey	3.24	0.4	0.4
Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
34.10	-12.23	2.24	0.93	0.93	1.01	1.23

Fuente: Etabs, 2016

La cuantía del acero de refuerzo con las que el programa realizó el chequeo de resistencia de las columnas son los siguientes:

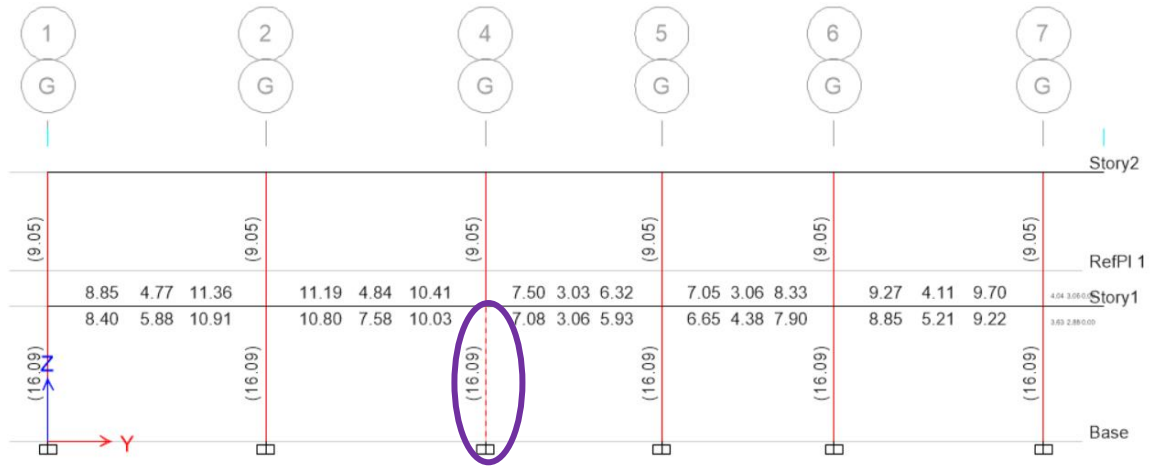
Figura 52: Acero de refuerzo en columnas



Fuente: Etabs, 2016

En la siguiente figura se muestran las áreas de acero existentes en las columnas y con las que se realizó el chequeo de flexo compresión

Figura 53: Áreas de acero existente de las columnas



Fuente: Etabs, 2016

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

$$\frac{16.09}{40 \times 40} = 0.0101$$

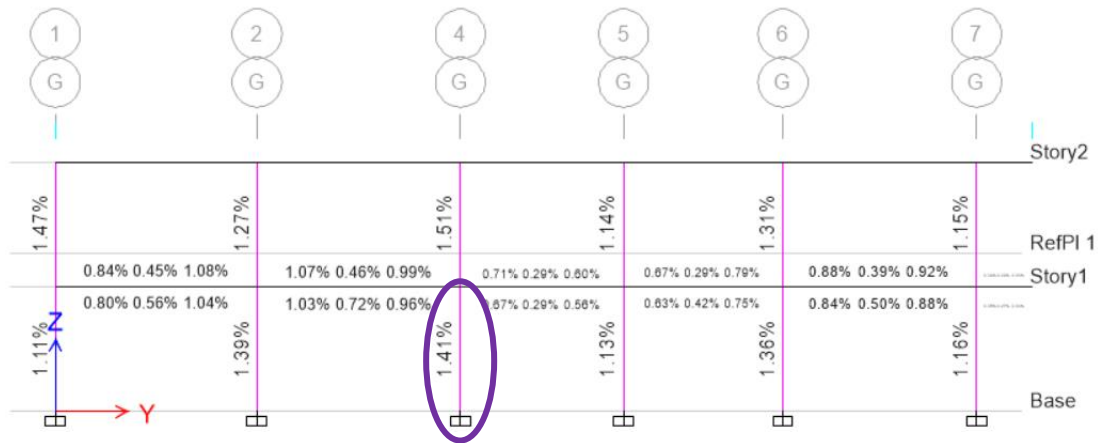
$$0.01 \leq 0.0101 \leq 0.03$$

La cuantía de acero longitudinal cumple la condición, sin embargo y como se pudo observar en las gráficas anteriores, la columna falla, el radio demanda capacidad supera su límite.

El límite inferior procura cuidar que el momento de fluencia sea superior al momento de fisuración, por otra parte, el límite superior procura cuidar que no se produzcan fallas por fragilidad debido a la alta concentración de acero, es conveniente que esto último suceda debido a que el país y en específico la estructura se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica y en este caso conviene que la estructura se comporte de una manera dúctil, es decir que tenga alta capacidad de deformarse y fluir disipando energía.

Dado a que, con las secciones levantadas en obra, las propiedades modales de la estructura cumplen con todos los requisitos normativos, se recalculó las columnas dejando que el software disponga de nuevas áreas de acero distintas a las colocadas en obra con lo que se obtuvo lo siguiente:

Figura 54: Cuantías de acero óptimas calculadas por Etabs.



Fuente: Etabs, 2016

Se observa que:

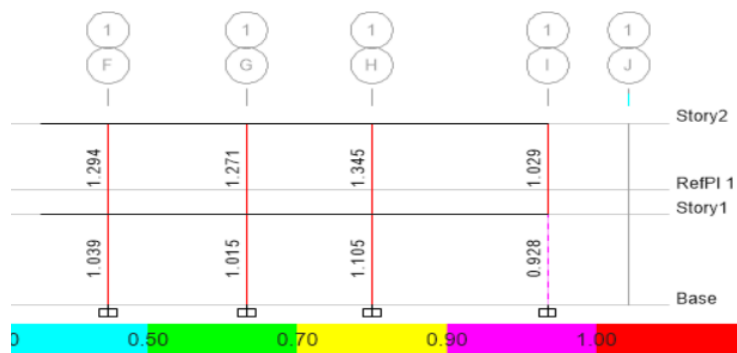
$$0.01 \leq 0.0141 \leq 0.03$$

La cuantía calculada por Etabs cumple con la normativa y se observa que las secciones de columnas no están sub-dimensionadas únicamente carecen de la cantidad correcta de acero, lo que lleva a que se piense en un posible reforzamiento de encamisado metálico o a un aumento de acero desprendiendo el recubrimiento de la columna o a su vez a un reforzamiento con fibra de carbono.

- **Verificación del radio Demanda/Capacidad de columnas.**

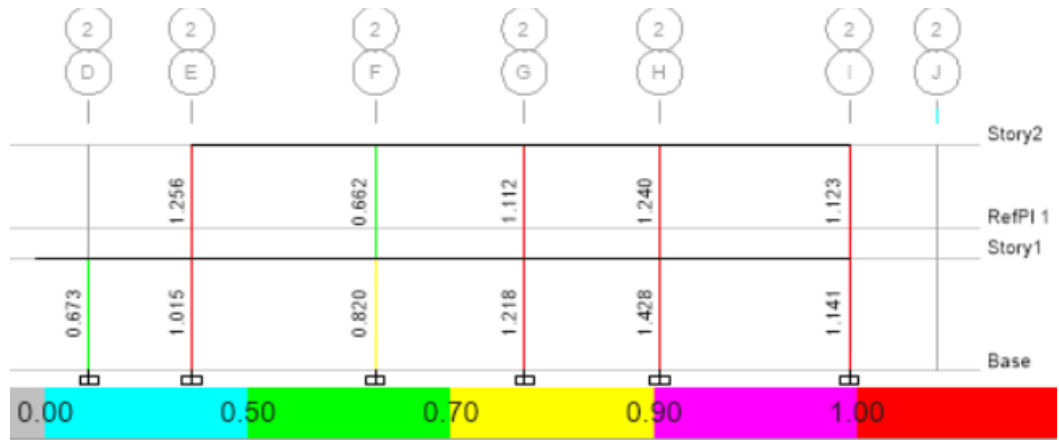
Una vez el software ha realizado el chequeo de las columnas con los armados levantados en obra se muestran los radios demanda/capacidad de las columnas, aquellas que se encuentran de color rojo definitivamente superan el límite de 1 para este radio.

Figura 55: Ratios D/C eje 1



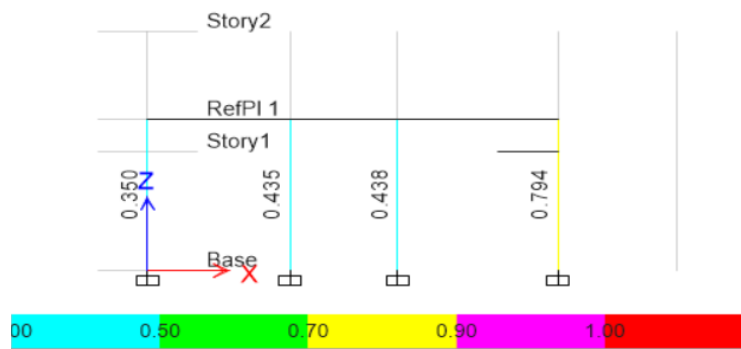
Fuente: Etabs, 2016

Figura 56: Ratios D/C eje 2



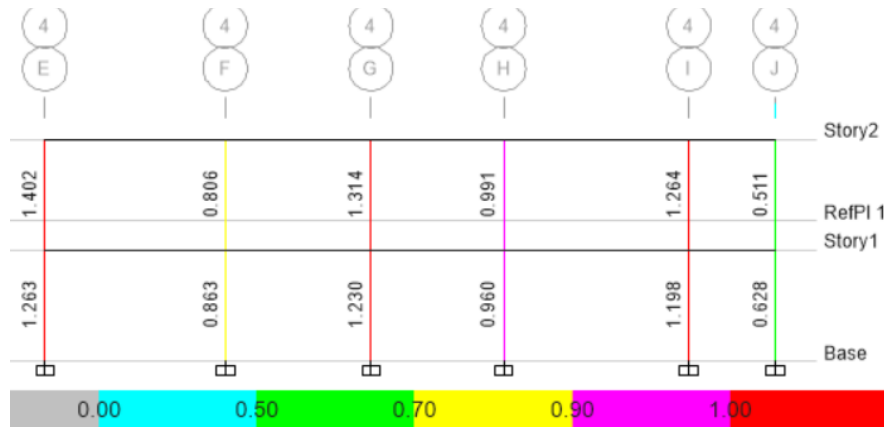
Fuente: Etabs, 2016

Figura 57: Ratios D/C eje 3



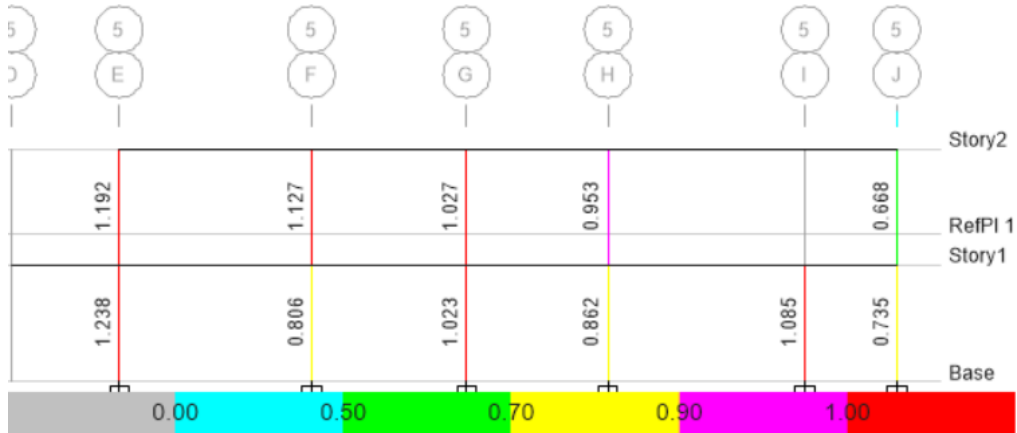
Fuente: Etabs, 2016

Figura 58: Ratios D/C eje 4



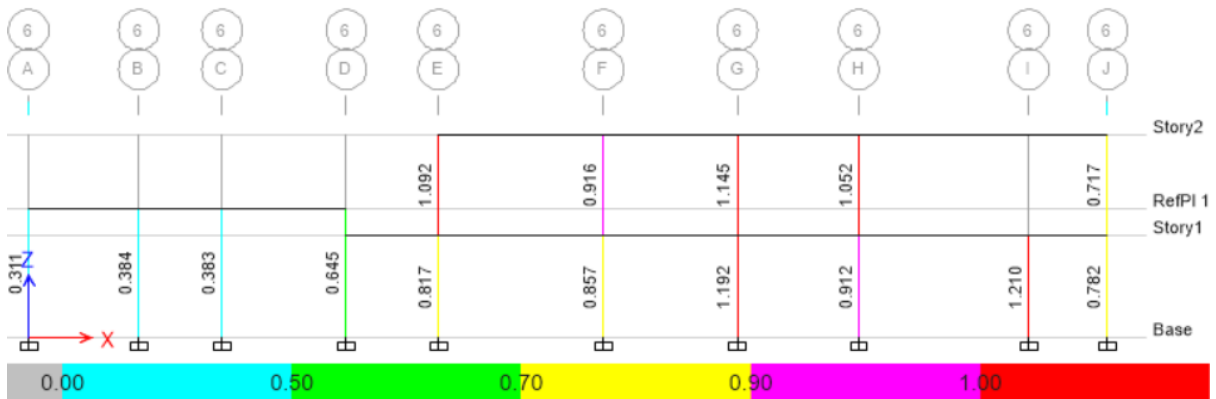
Fuente: Etabs, 2016

Figura 59: Ratios D/C eje 5



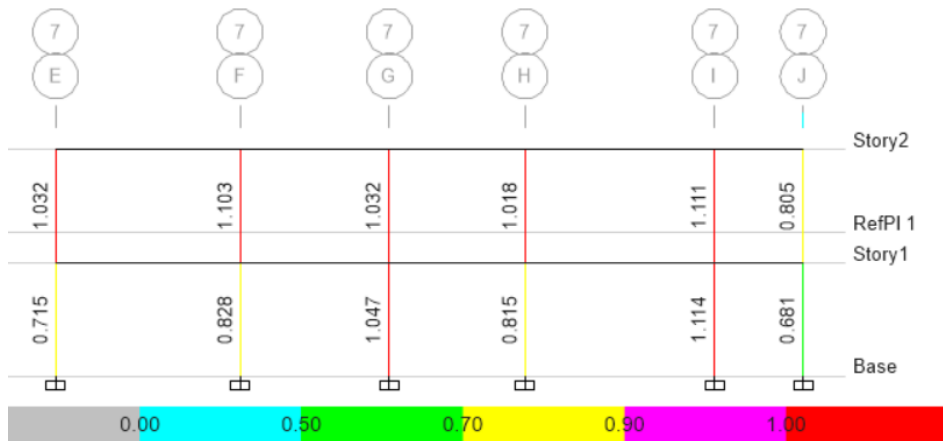
Fuente: Etabs, 2016

Figura 60: Ratios D/C eje 6



Fuente: Etabs, 2016

Figura 61: Ratios D/C eje 7



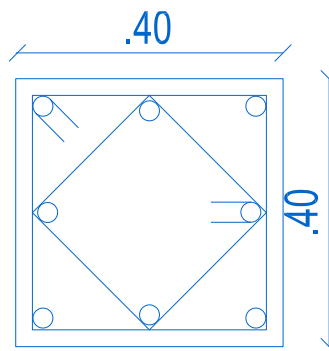
Fuente: Etabs, 2016

- **Diagrama de interacción para columna**

Este diagrama permite realizar un contraste entre la magnitud de cargas axiales y momentos que puede soportar una determinada columna y la sollicitación de cargas axiales y de momento que surgen en una columna.

Para este análisis se va a tomar como ejemplo la columna más demandada G4 que se ha venido utilizando anteriormente para los demás chequeos.

Figura 62: Sección en análisis, columna G4



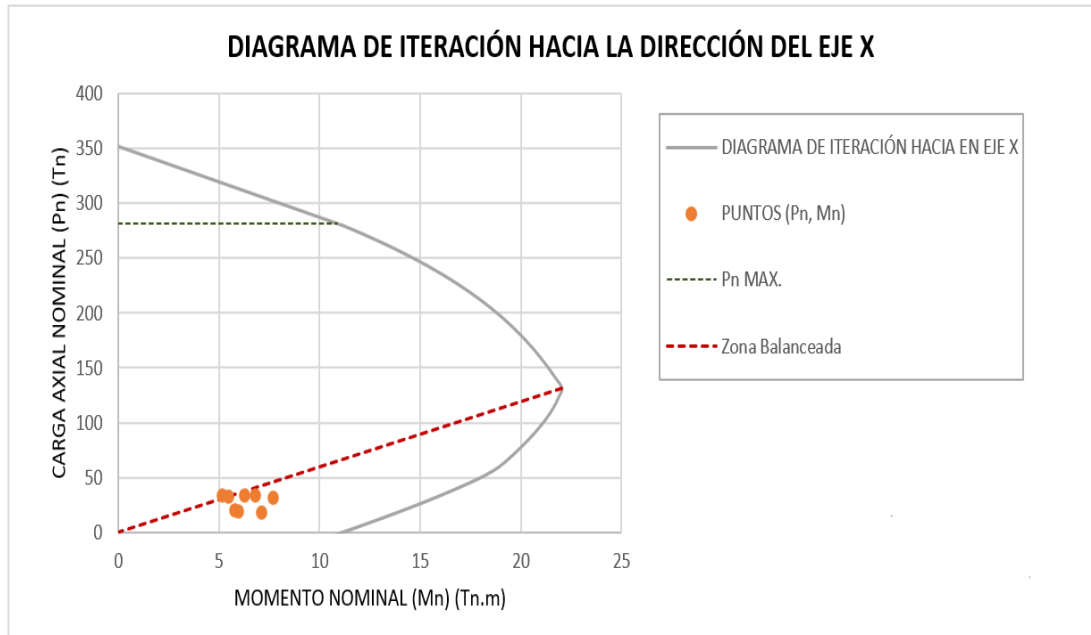
Fuente: Barrera Erik

Tabla 65: Momentos y cargas resistentes en X

Punto	Pu (Tn)	M3 (Tn-m)
1	182.15	0
2	182.15	5.6
3	167.77	8.68
4	141.79	11.1
5	113.68	12.84
6	82.29	14.06
7	72.26	15.62
8	51.88	16.47
9	20.74	12.97
10	-20.19	6.86
11	-60.81	0

Fuente: Barrera Erik

Figura 63: Diagrama de interacción eje X



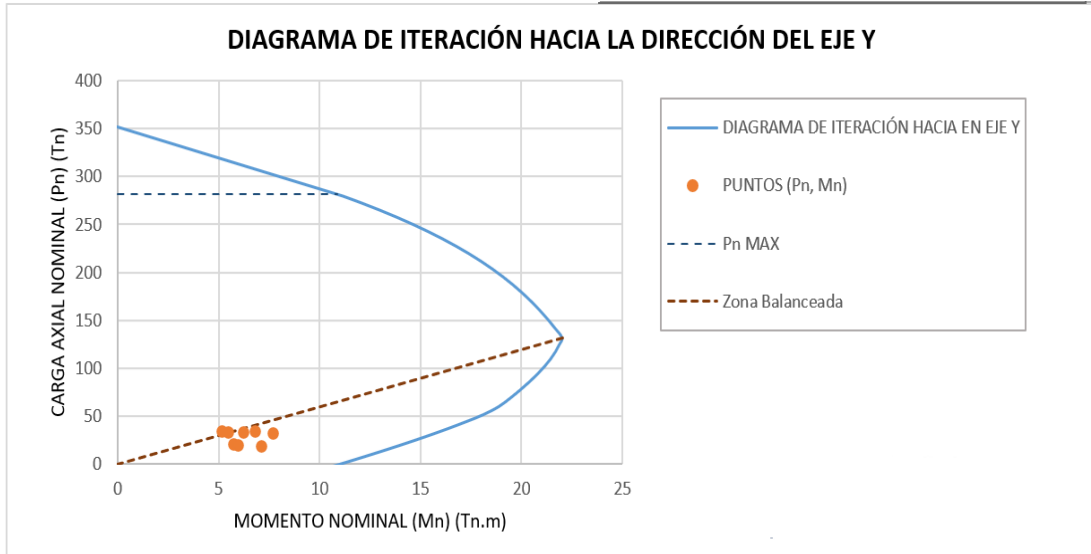
Fuente: Barrera Erik

Tabla 66: Momentos y cargas resistentes en X

Punto	Pu (Tn)	M3 (Tn-m)
1	182.15	0
2	182.15	5.6
3	167.77	8.68
4	141.79	11.1
5	113.68	12.84
6	82.29	14.06
7	72.26	15.62
8	51.88	16.47
9	20.74	12.97
10	-20.19	6.86
11	-60.81	0

Fuente: Barrera Erik

Figura 64: Diagrama de interacción eje X



Fuente: Barrera Erik

Se nota que los valores de carga axial y momento se encuentran dentro de la curva y por debajo del límite balanceado, lo que denota un comportamiento a tensión con mecanismo de falla dúctil.

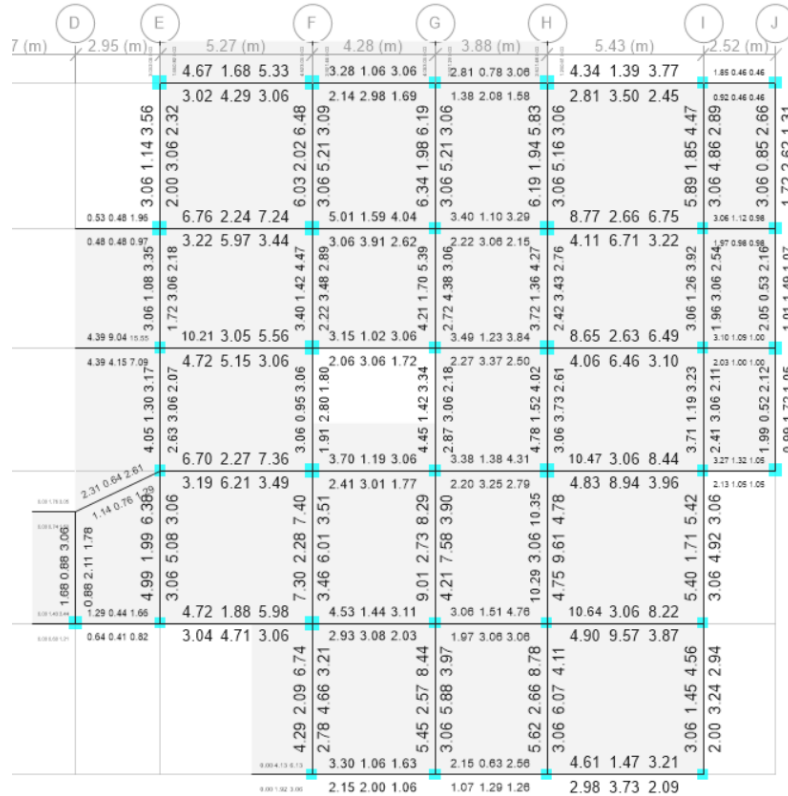
3.1.2.5. Verificación de la resistencia de los elementos estructurales a carga gravitacional

El objetivo de realizar esta comprobación es mostrar que, aunque las columnas fallen por el análisis modal, estas tienen la capacidad total de sostener la estructura en pie siempre y cuando no ocurran sismos de alta intensidad.

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L

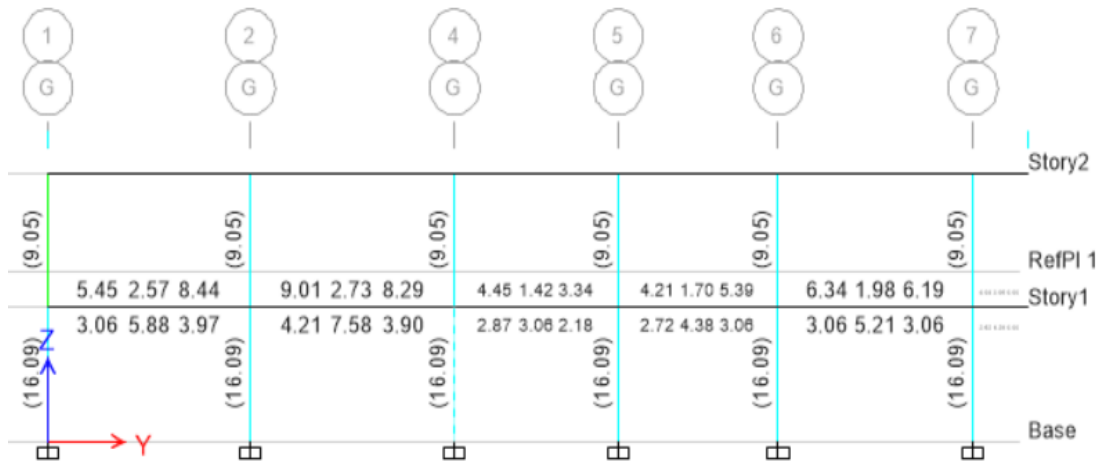
En la siguiente figura se puede observar que las áreas de acero disminuyeron de manera considerable en comparación con el caso anterior lo cual es totalmente lógico debido a que para este caso ya no se usaron combinaciones de carga que involucren fuerzas sísmicas, estas fuerzas son las que llevan a que los elementos estructurales trabajen de sobremanera.

Figura 65: Áreas de acero en vigas



Fuente: Etabs, 2016

Figura 66: Área de acero en columnas

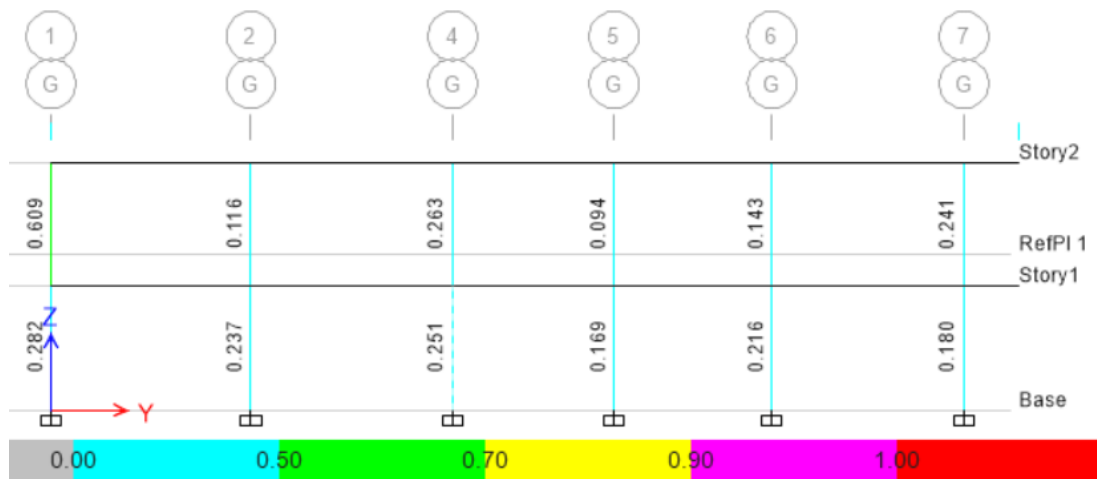


Fuente: Etabs, 2016

Se puede observar que las columnas que en el análisis anterior fallaban pero cuando están sujetas únicamente a carga gravitacional, estas resisten perfectamente.

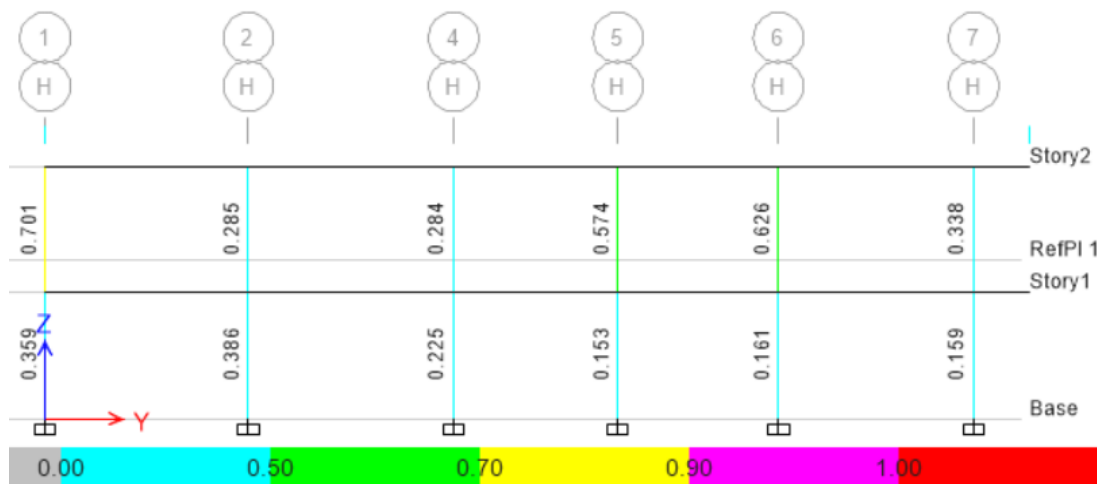
De la misma manera se va a chequear los ratios Demanda/Capacidad de dos pórticos para poder notar que ahora las columnas ya trabajan a un porcentaje bajo de su capacidad.

Figura 67: Ratios D/C del eje G



Fuente: Etabs, 2016

Figura 68: Ratios D/C eje H



Fuente: Etabs, 2016

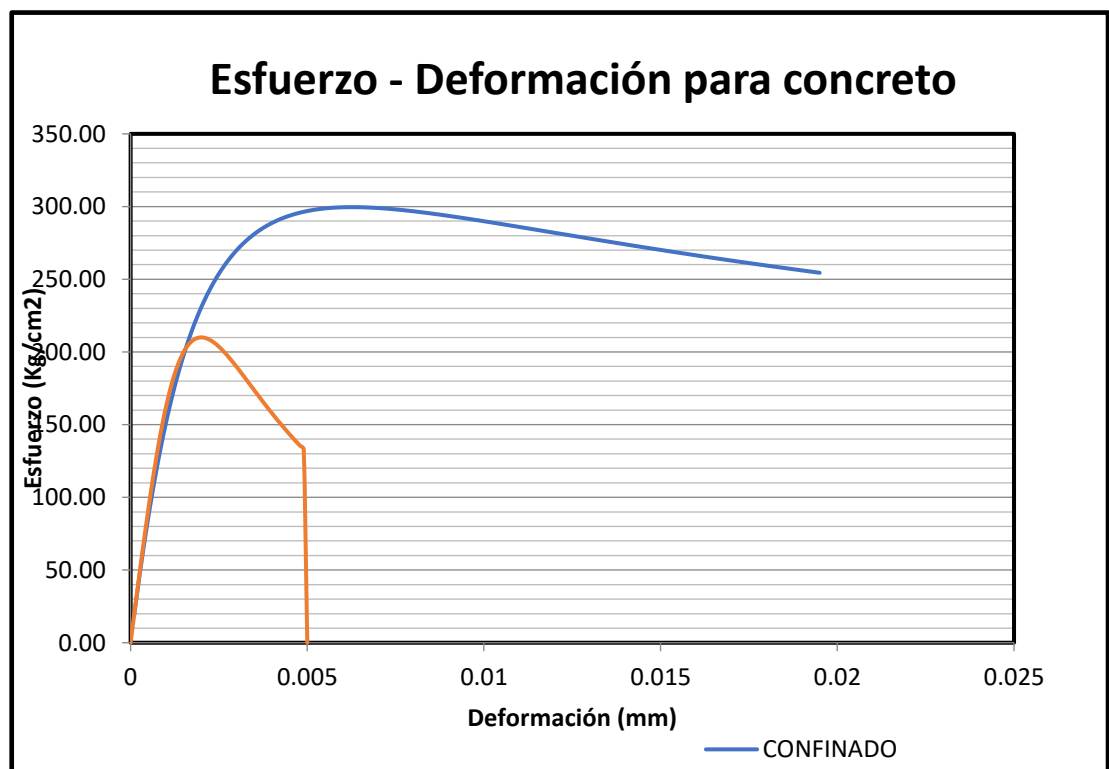
3.1.3. Análisis estático no lineal

Una vez que ya se ha realizado el análisis modal de la estructura se procede a la realización del análisis estático no lineal con la finalidad de obtener la curva de capacidad que define a la estructura y con eso un punto de desempeño al utilizar diferentes niveles de amenaza sísmica establecidas por la norma ecuatoriana de la construcción NEC, de la misma manera el punto de desempeño se obtendrá bajo la metodología FEMA 440.

3.1.3.1. Modelos constitutivos de los materiales

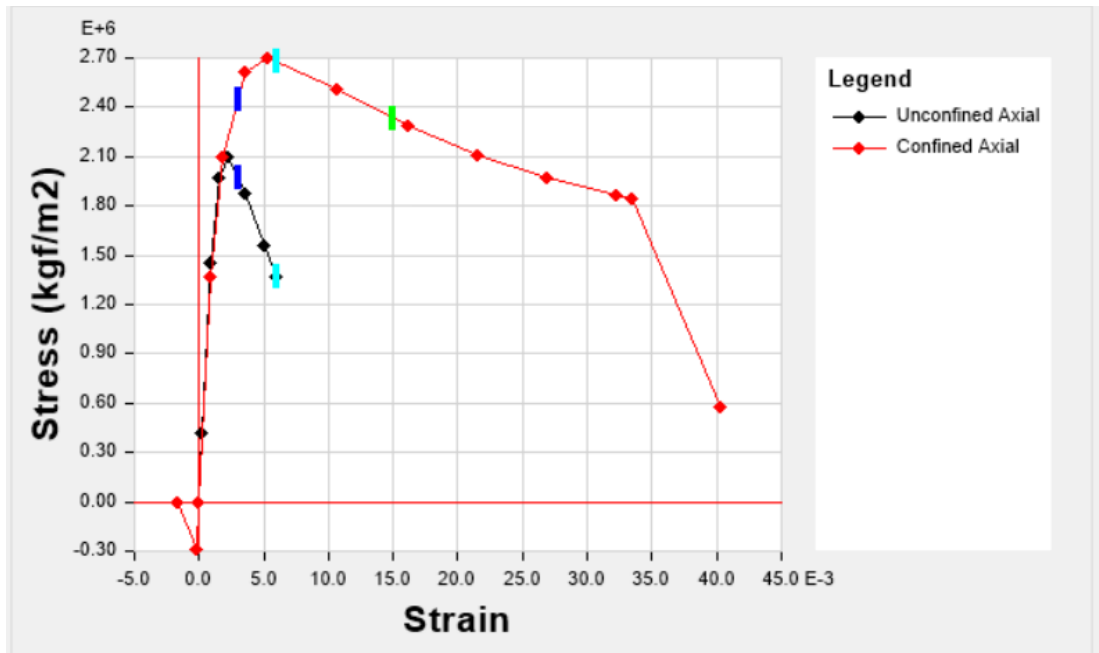
Para la realización de un buen análisis no lineal es importante la definición de modelos constitutivos para los materiales, para el caso del hormigón se va a usar el modelo de Mander 1984 en su estado confinado y no confinado, el estado del hormigón depende del acero transversal que se le coloca en el elemento estructural y la ductilidad varía como se puede ver en la siguiente figura:

Figura 69: Modelo constitutivo del concreto según Mander



Fuente: Barrera Erik

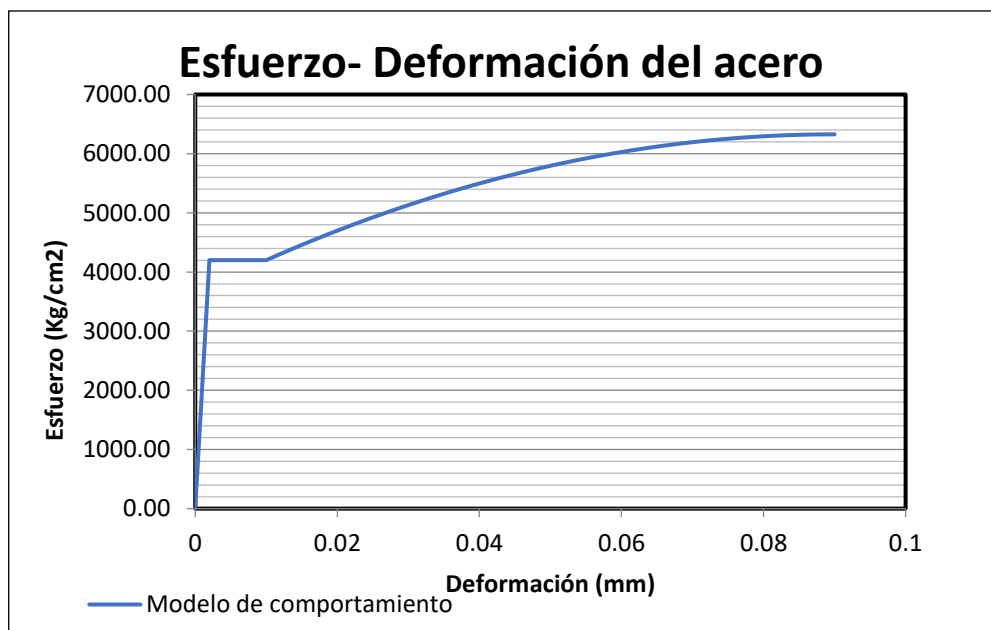
Figura 70: Modelo Esfuerzo-Deformación de Mander



Fuente: Etabs 2016

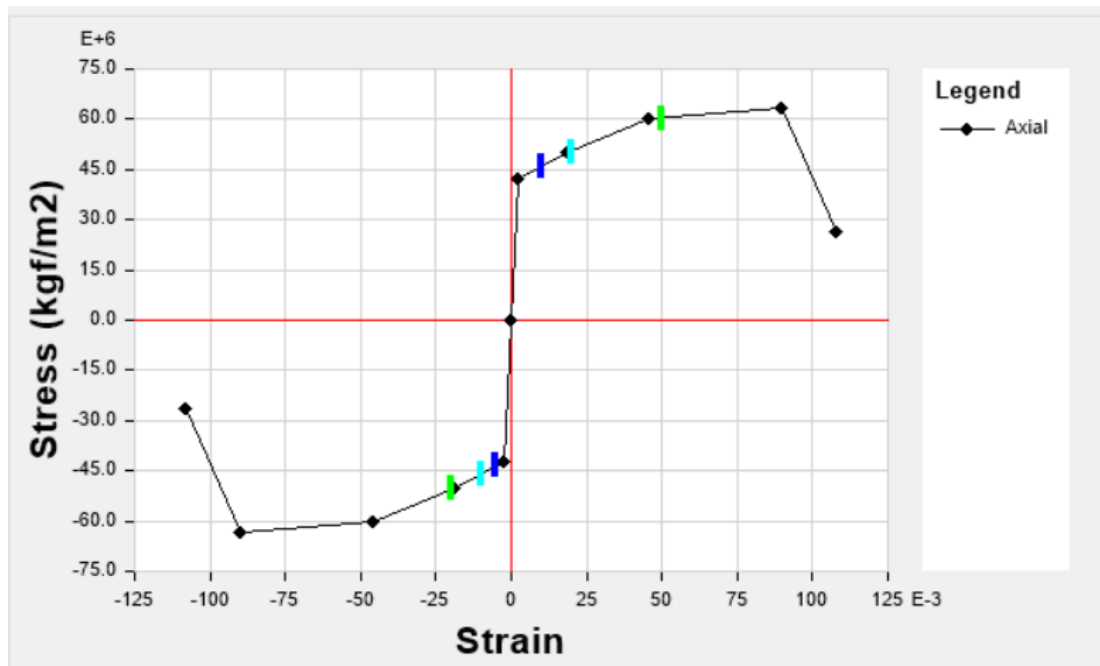
Por otra parte, para el comportamiento del acero se utilizó el modelo propuesto por Park (1975). El acero para el cual se va a utilizar es de 4200 Kg/cm² y su curva de comportamiento se presenta en la siguiente figura:

Figura 71: Modelo constitutivo del acero según Park



Fuente: Barrera Erik

Figura 72: Esfuerzo – Deformación del acero



Fuente: Etabs, 2016

3.1.3.2. Definición de rótulas plásticas en los elementos

Para la definición de rótulas plásticas en los elementos se debe en primer lugar, definir las secciones y aceros que se levantaron en obra.

- **Cálculo de longitudes de rótulas plásticas**

Para este cálculo se utilizará la siguiente expresión propuesta por Paulay y Priestley en 1992

$$l_p = 0.08 + L + 0.002 \times d_b \times f_{yd}$$

Donde:

L es la luz libre del elemento

d_b es el diámetro menos de la armadura principal a flexión (m)

f_{yd} es el esfuerzo de fluencia del acero (Mpa)

Tabla 67: Longitud de rótula plástica de vigas

Vigas en X				
Ejes	Luz libre (m)	Lp (m)	Li	Lj
A-B	3.07	0.255	8%	92%
B-C	2.21	0.187	8%	92%
C-D	3.52	0.291	8%	92%
D-E	2.5	0.210	8%	92%
E-F	4.77	0.391	8%	92%
F-G	3.78	0.312	8%	92%
G-H	3.43	0.284	8%	92%
H-I	4.98	0.408	8%	92%
I-J	2.12	0.179	8%	92%
Vigas en Y				
1 - 2	2.27	0.191	8%	92%
2 - 3	3.7	0.306	8%	92%
3 - 4	3.8	0.314	8%	92%
4 - 5	3.45	0.286	8%	92%
5 - 6	4.8	0.394	8%	92%

Fuente: Barrera Erik**Tabla 68:** Longitud de rótula plástica en columna

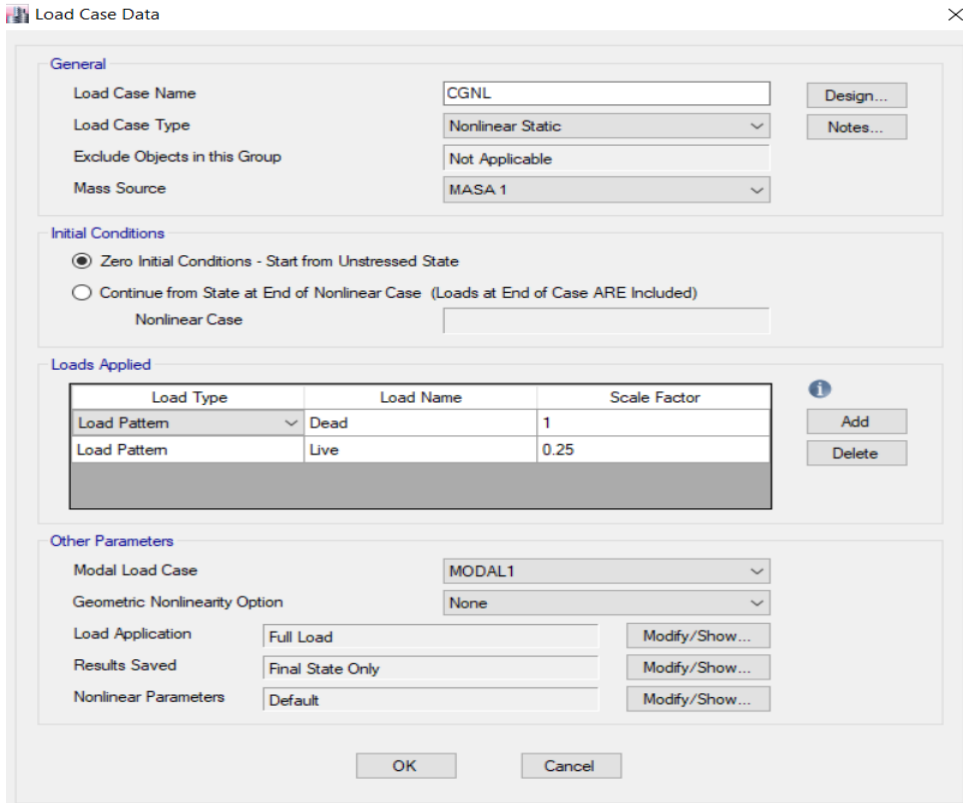
Altura libre de piso (m)	Lp (m)	Li	Lj
3.24	0.350	10.8%	89.2%

Fuente: Barrera Erik

Basados en la tabla 10-8 del ASCE 41 – 13 de para definir la rótula plástica de columnas se establece utilizar la condición ii que hace referencia a la falla por flexión y cortante, se decidió castigar de esta manera a las columnas por redundar en seguridad, el cortante se calculará a partir de una carga no lineal y usando las longitudes calculadas mostradas en la tabla anterior.

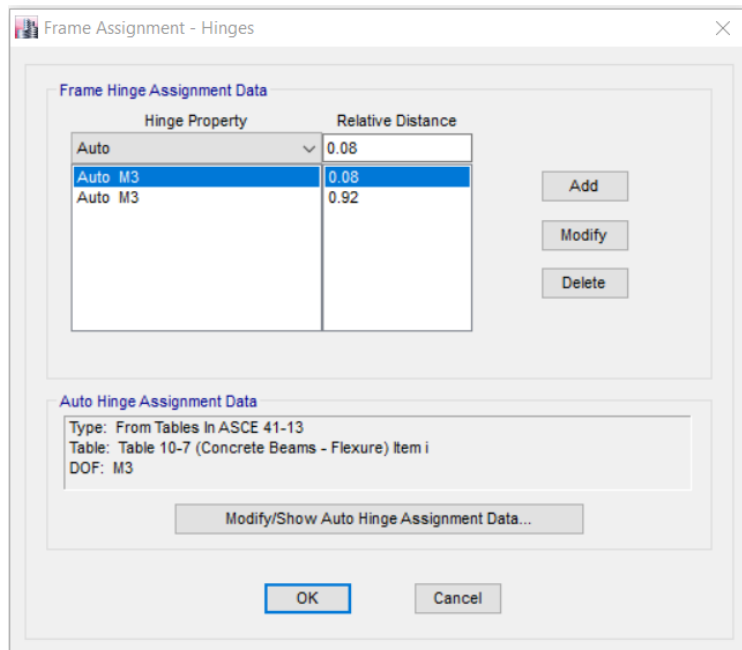
Antes de cualquier asignación de rótulas plásticas, como se mencionó anteriormente, se define una carga gravitacional no lineal que es a base de un 100% de carga muerta y un 25% de carga viva, de la misma manera como se consideró la masa para el análisis modal.

Figura 73: Carga no lineal gravitacional



Fuente: Etabs, 2016

Figura 74: Rótula plástica en viga de concreto
(a) Longitud de rótula plástica %



(b) Propiedades de rótula plástica

Auto Hinge Assignment Data

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 CGNL
 User Value V2 tonf

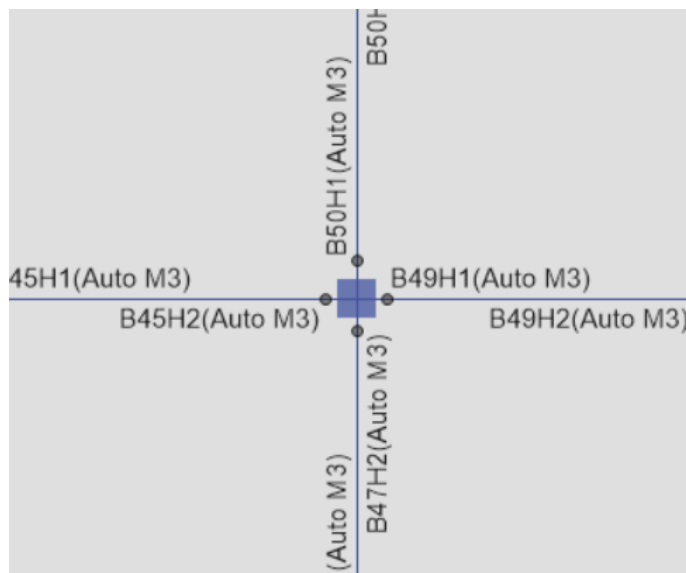
Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
 From Current Design
 User Value (for positive bending)

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

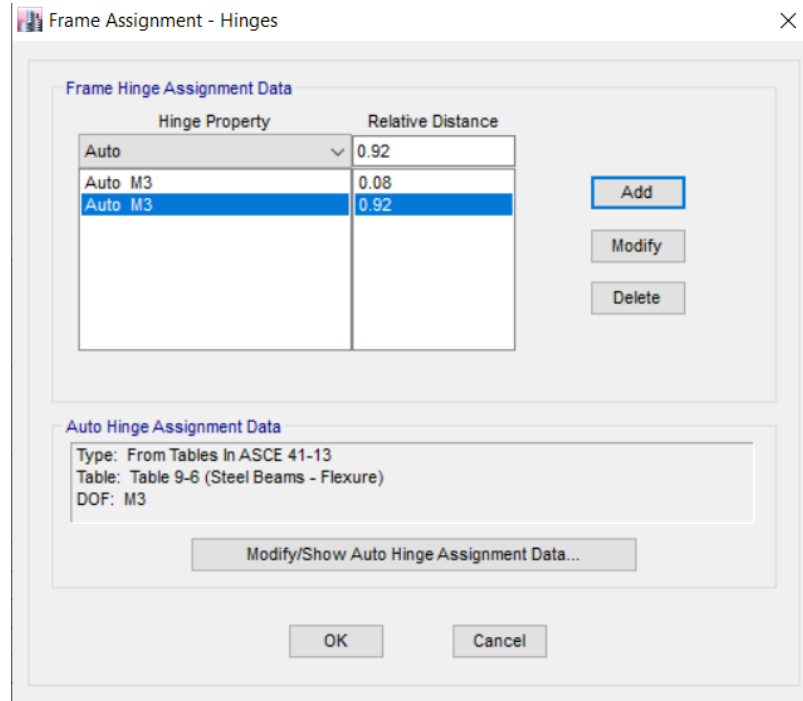
OK Cancel

(c) Representación de la rótula

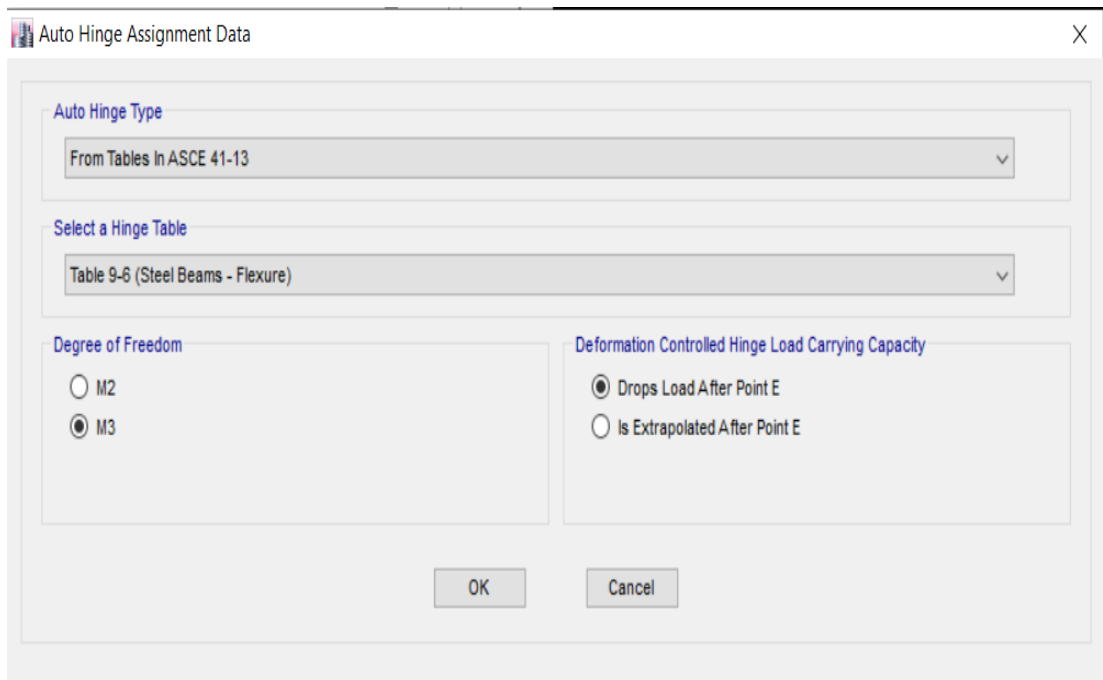


Fuente: Etabs, 2016

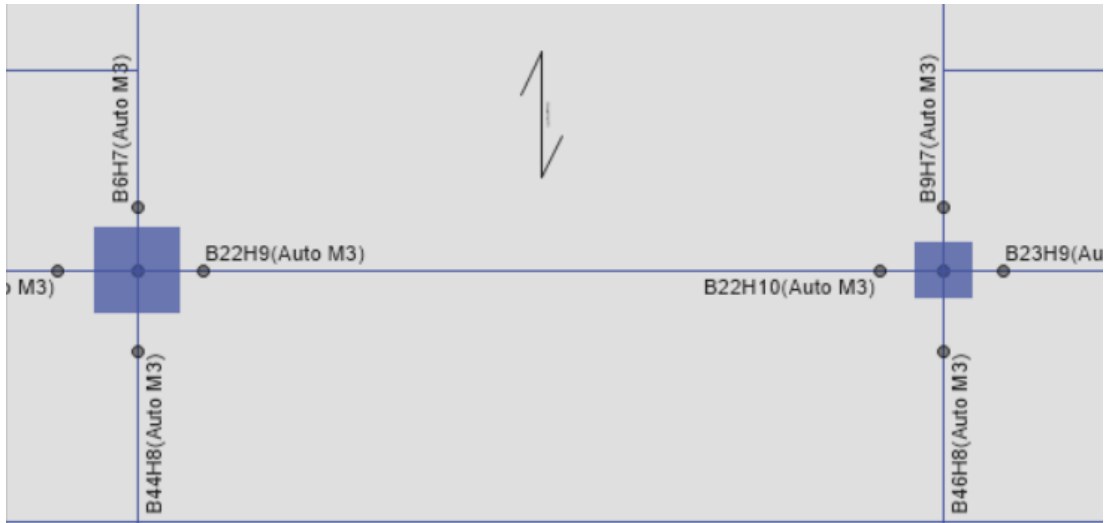
Figura 75: Rótula plástica de viga metálica
(a) Longitud de rótula plástica %



(b) Propiedades de rótula plástica



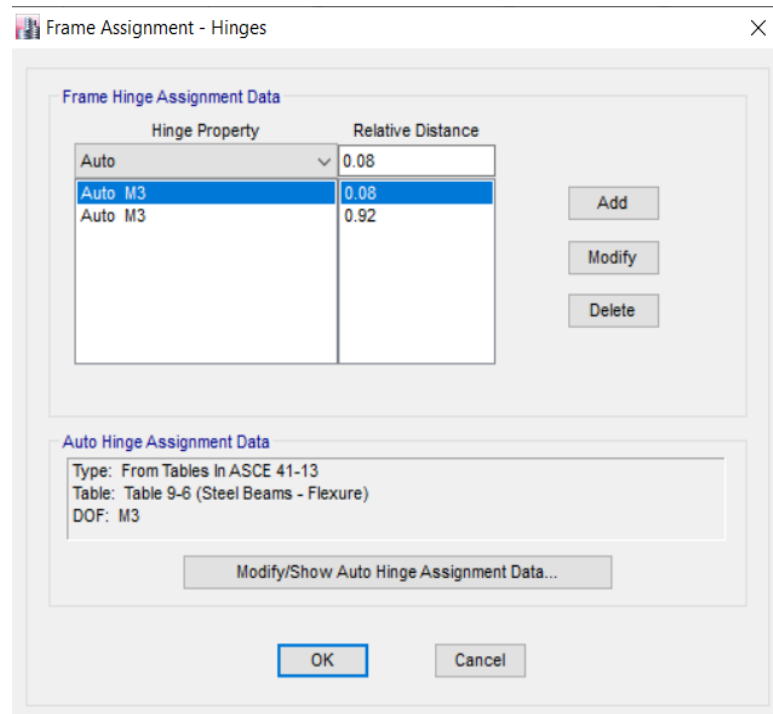
(c) Representación de la rótula



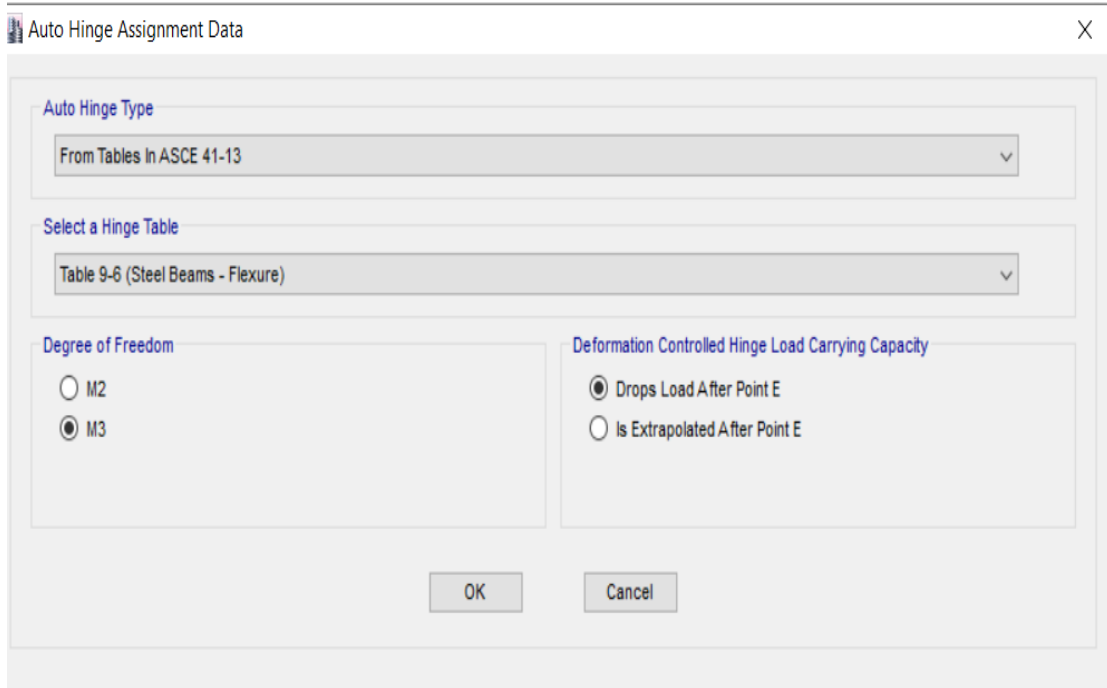
Fuente: Etabs, 2016

Figura 76: Rótula plástica de columna

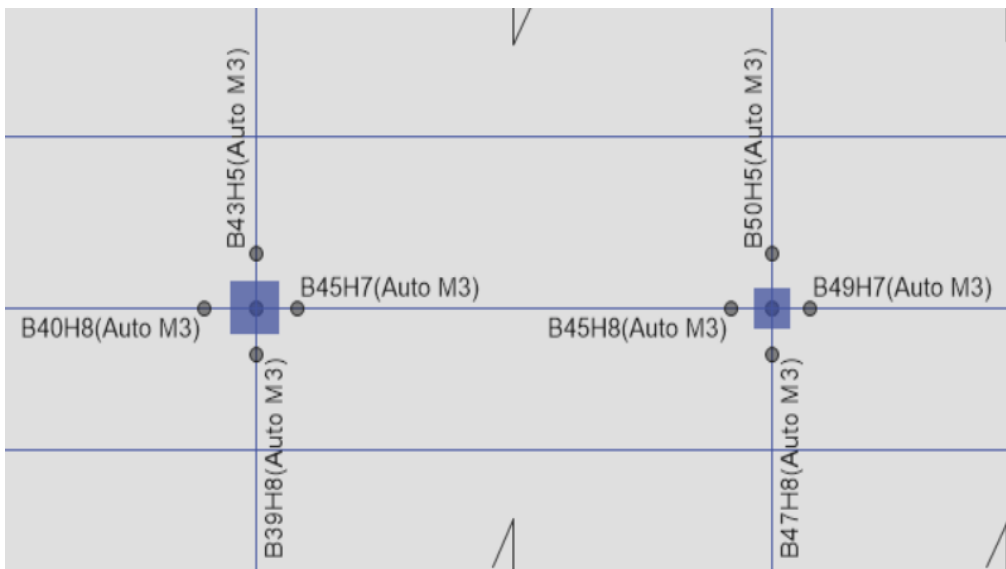
(a) Longitud de rótula plástica



.(b) Características de la rótula



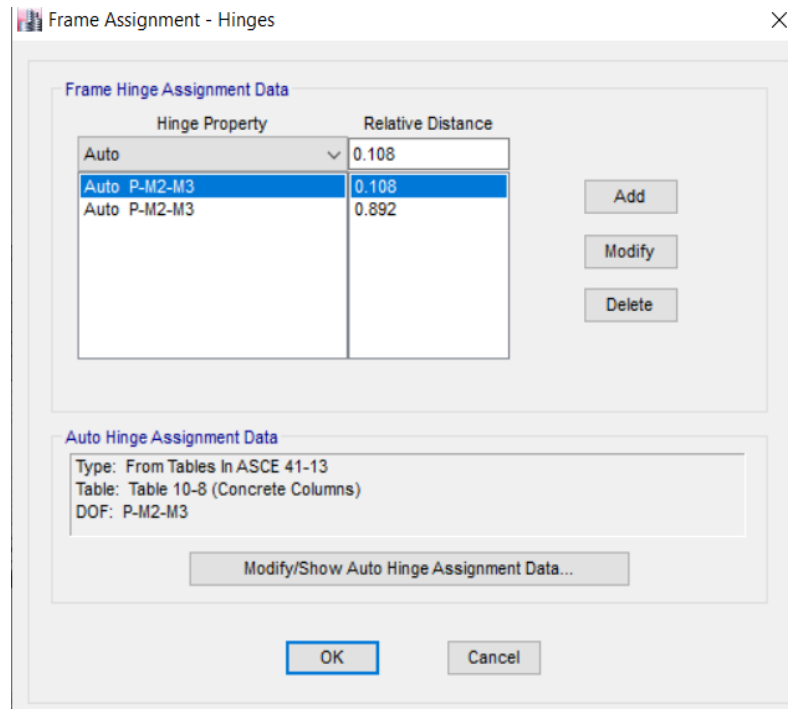
.(c) representación



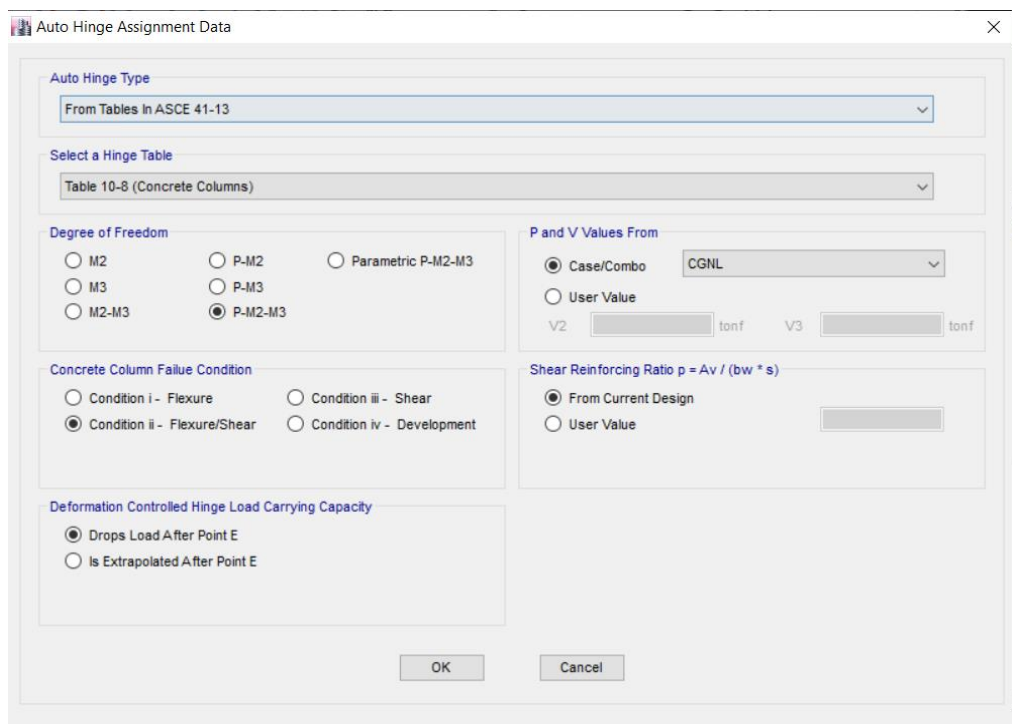
Fuente: Etabs, 2016

Figura 77: Rótula plástica en viga de acero

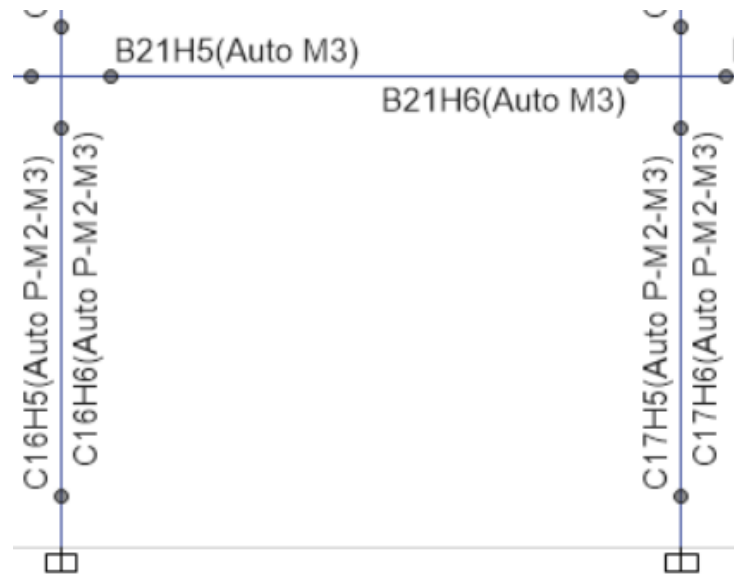
.(a) Distancias de rótula plástica %



(b) Propiedades de rótula plástica



.(c) Representación de la rótula

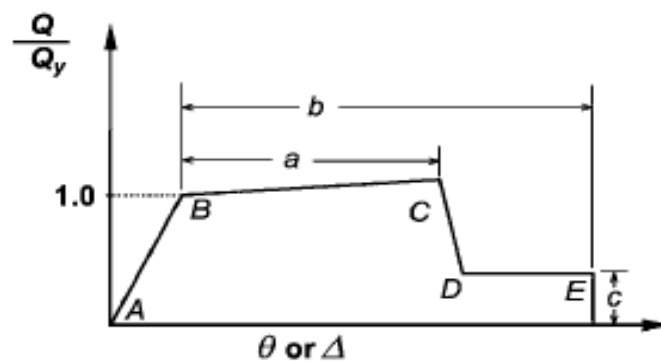


Fuente: Etabs, 2016

- **Diagrama Momento - Rotación**

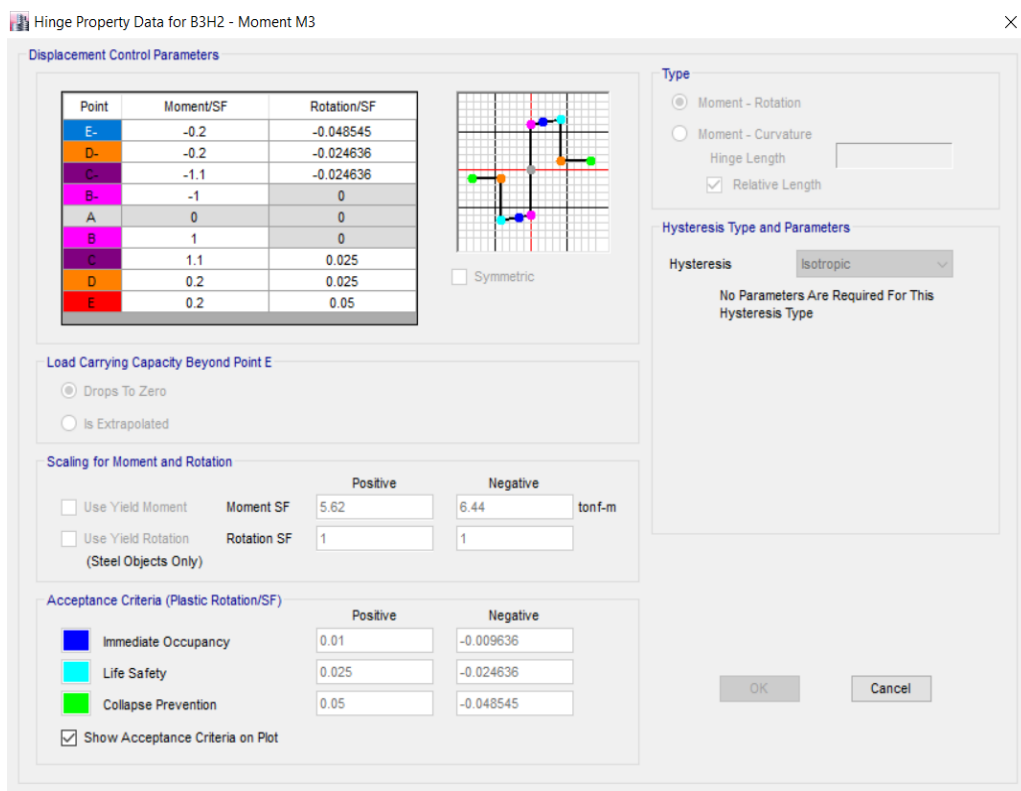
La norma ASCE 41 – 13 brinda parámetros para el cálculo de las rótulas plásticas para cada elemento según su función, parámetros que también utiliza Etabs y que muestra diagramas en base a factores a, b, c tal y como señala la siguiente figura:

Figura 78: Diagrama Momento-Curvatura



Fuente: ASCE 41-13

Figura 79: Diagrama momento-rotación Viga 30x35



Fuente: Etabs, 2016

Se muestran a continuación los parámetros calculados a partir de la tabla 10-7 para vigas dominadas por flexión de la norma ASCE 41-13, cálculos realizados únicamente para la viga de hormigón armado de sección 30 x 35 cm.

Tabla 69: Propiedades calculadas de la rótula plástica en viga 30x35

Punto	Rotación Rad	Momento (Tn-m)	Escala momento M/My
E	-0.0502	-1.29	-0.2
D	-0.0273	-1.29	-0.2
C	-0.0273	-7.60	-1.2
B	-0.0030	-6.44	-1.0
A	0.0000	0.00	0.0
B	0.0030	6.44	1.0
C	0.0273	7.60	1.2
D	0.0273	1.29	0.2
E	0.0502	1.29	0.2

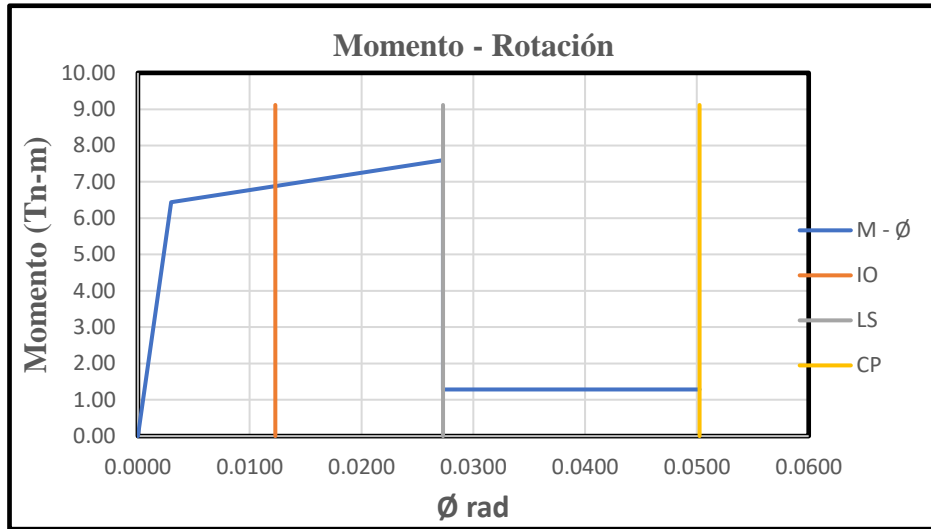
Fuente: Barrera Erik

Tabla 70: Límites de aceptación

IO	LS	PC
0.009	0.024	0.047

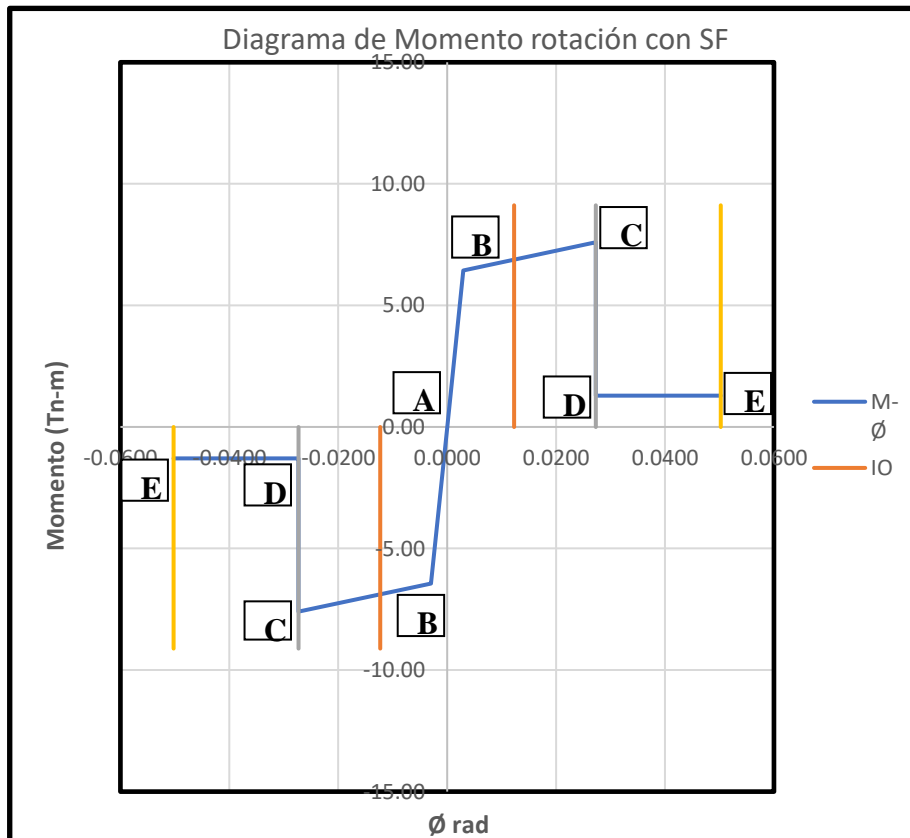
Fuente: Barrera Erik

Figura 80: Diagrama momento - rotación de viga



Fuente: Barrera Erik

Figura 81: Diagrama de momento - rotación con factores de escala



Fuente: Barrera Erik

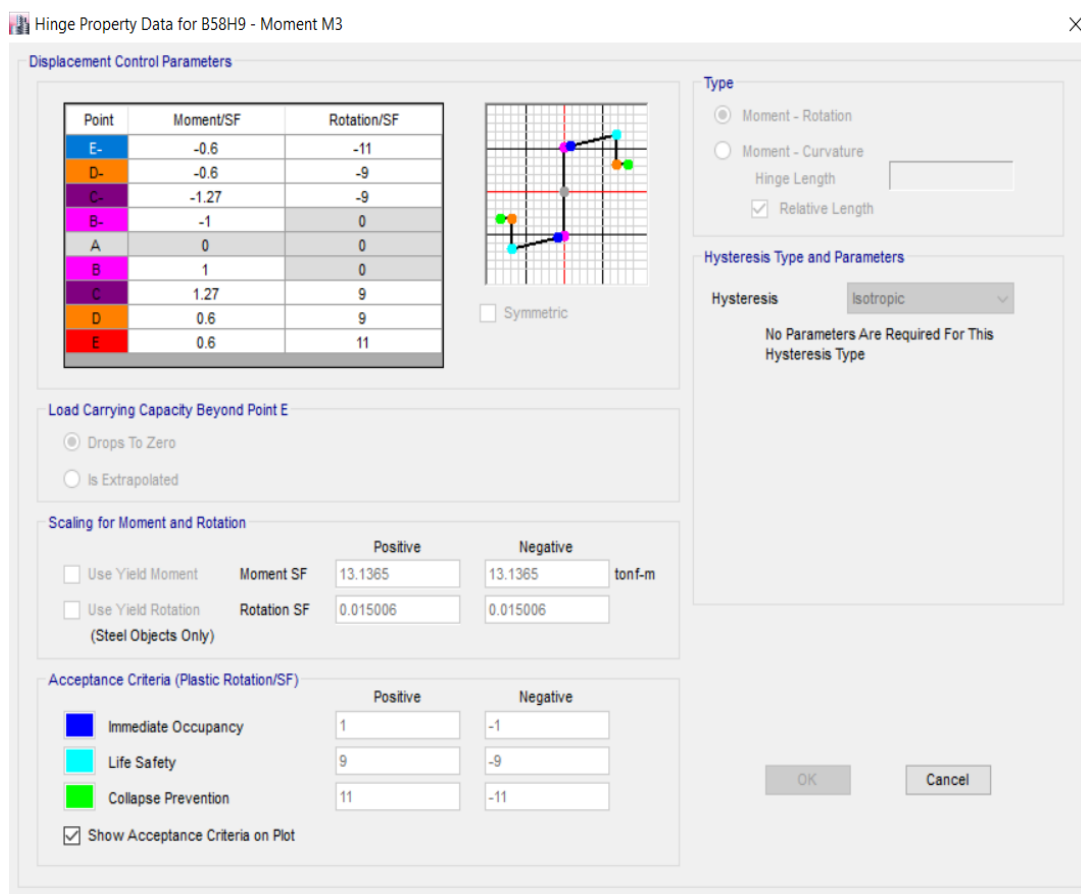
Se nota que la fluencia se representa por el punto B, este punto indica el cambio del comportamiento lineal de la sección a un comportamiento no lineal, entonces la capacidad o el momento resistente esperado es de 6.44 Tn-m con una rotación de 0.003 radianes.

Si la sección sufre una sobrecarga, eventualmente esta llegará al punto C donde posee un momento resistente último de 7.60 con una rotación de 0.0273 radianes.

Por último, la sección pierde súbitamente su capacidad y falla hasta llegar un valor de momento remanente de 1.29 Tn-m lo que representa aproximadamente el 20% del momento de fluencia con una rotación de 0.0273 radianes, nótese que es igual a la anterior, lo cual tiene sentido porque la falla es súbita.

Para la realización de las rótulas plásticas de la viga de acero IPE 240 se toma como base la tabla 9-6 del ASCE 41-13 y se obtienen los siguientes resultados.

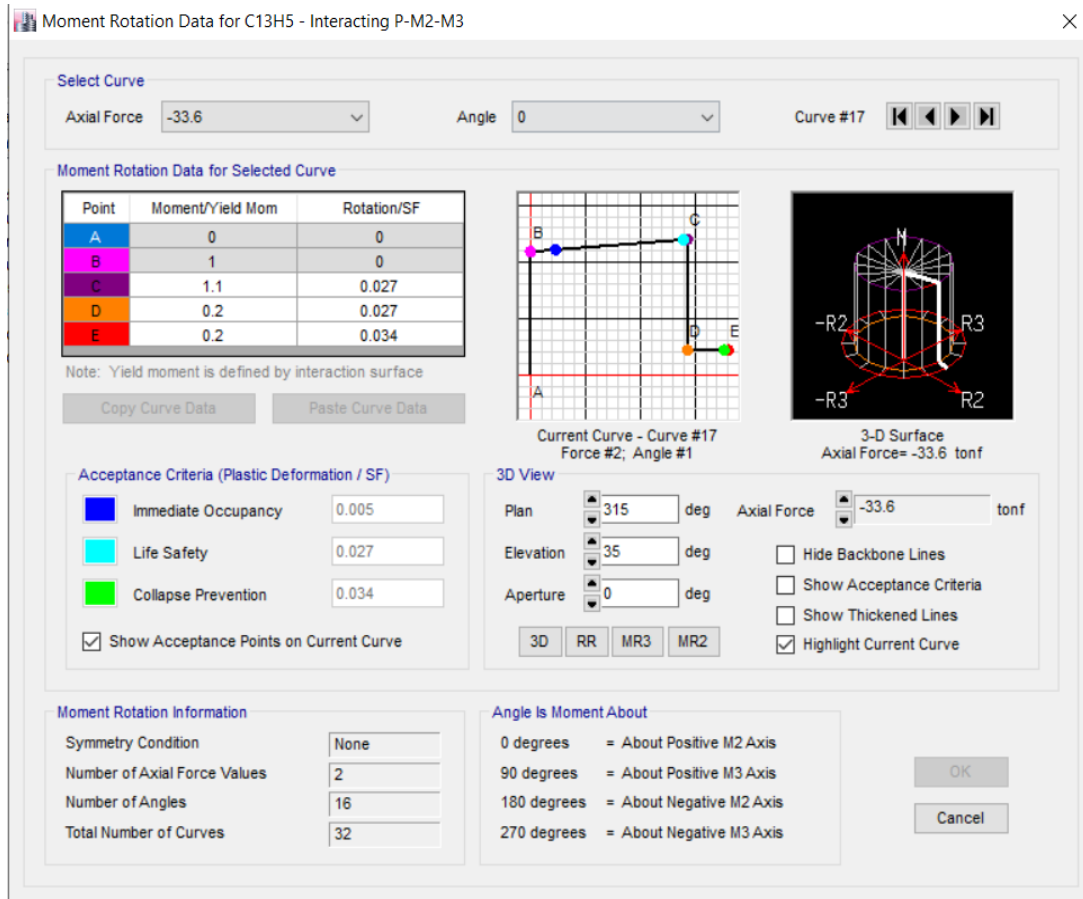
Figura 82: Diagrama momento-rotación viga IPE 240



Fuente: Etabs, 2016

Para el caso de las columnas se tomó la sección de 40 cm x 40 cm, aquí se evidencia el cálculo de una rótula plástica para un elemento sometido a esfuerzos de flexión y compresión.

Figura 83: Diagrama momento rotación de columna



Fuente: Etabs, 2016

Tabla 71: Propiedades calculadas de rótula plástica e columna

Punto	Rotación Rad	Momento (Tn-m)	Escala momento M/My
A	0.0000	0.00	0.0
B	0.0014	10.00	1.0
C	0.0283	12.82	1.3
D	0.0283	2.00	0.2
E	0.0351	2.00	0.2

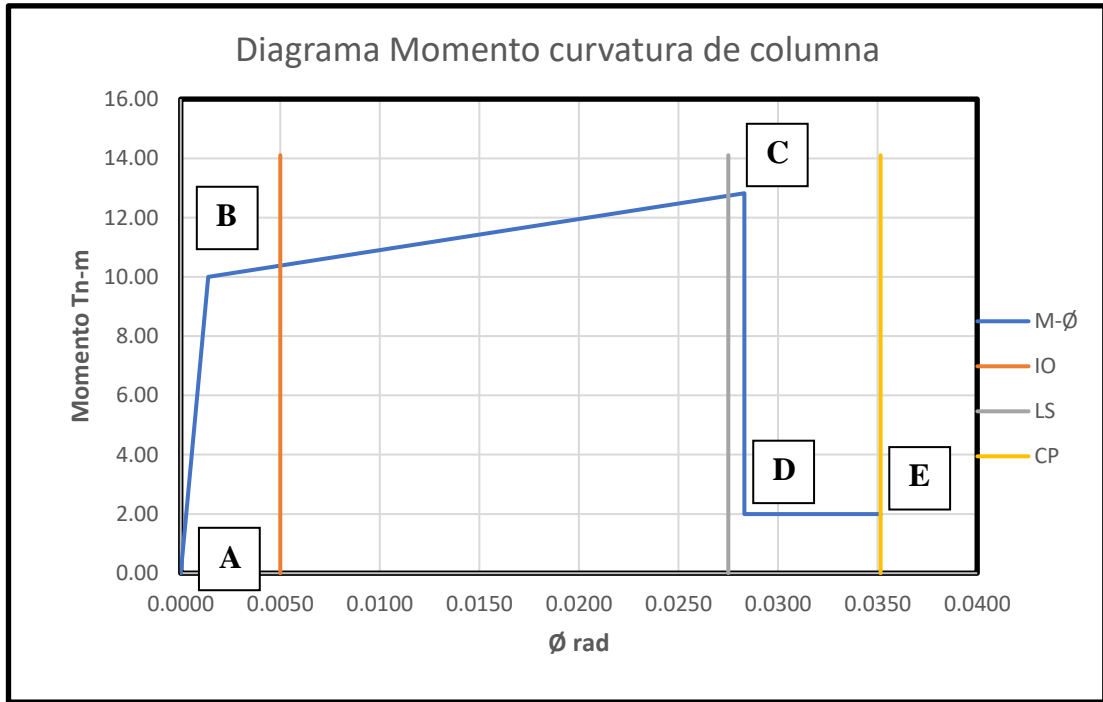
Fuente: Barrera Erik

Tabla 72: Criterios de aceptación

IO	LS	PC
0.005	0.026	0.033

Fuente: Barrera Erik

Figura 84: Diagrama momento rotación columna



Fuente: Barrera Erik

3.1.3.3. Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza vienen representados como espectros de aceleraciones de la NEC 2015, lo que corresponden a un periodo de retorno de 72, 225, 475 y 2500 años, todos estos parámetros se muestran en la tabla que sigue:

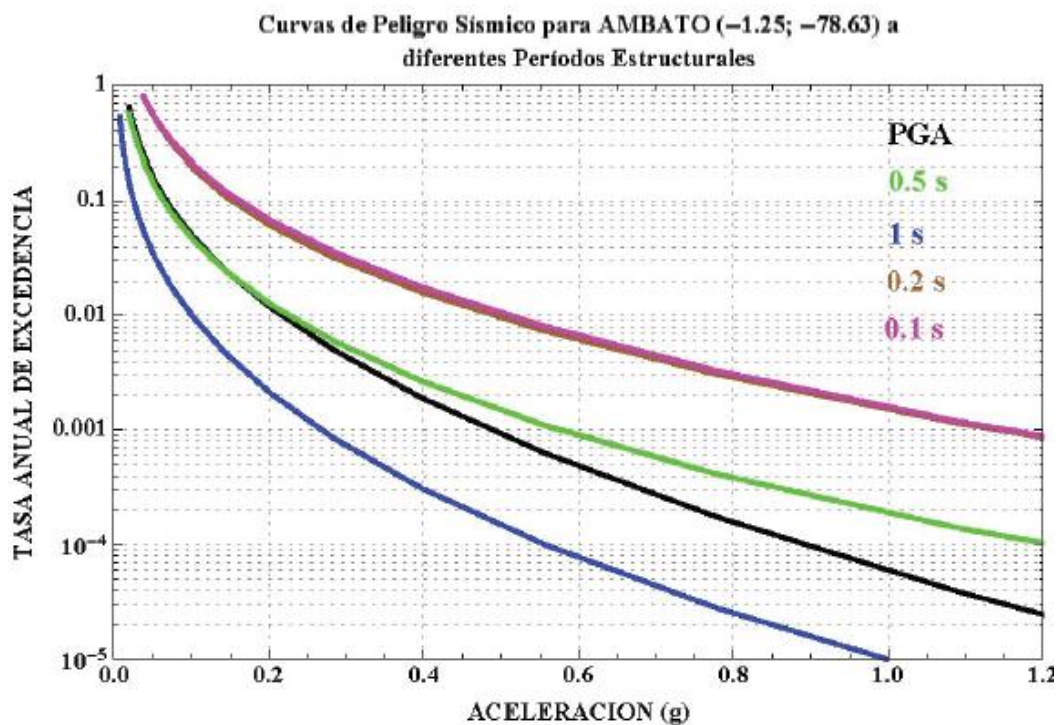
Tabla 73: Niveles de amenaza sísmica

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.0138	0.20
Ocasional	20%	225	0.0044	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.0021	0.40
Muy raro	2%	2500	0.0004	0.65

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Los espectros para cada nivel sísmico se obtendrán por medio de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Ambato que son proporcionadas por la NEC-SE-DS, 2015. A pesar de que la estructura se encuentra ubicada en el cantón Cevallos se utilizarán estas mismas curvas en base al criterio de que ambas ciudades se encuentran en la misma zona sísmica y que poseen un suelo muy parecido, además no se encuentran registros de curvas de peligro sísmico para el cantón Cevallos. Dichas curvas relacionan la aceleración sísmica con la tasa anual de excedencia.

Figura 85: Curvas de peligro sísmico Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

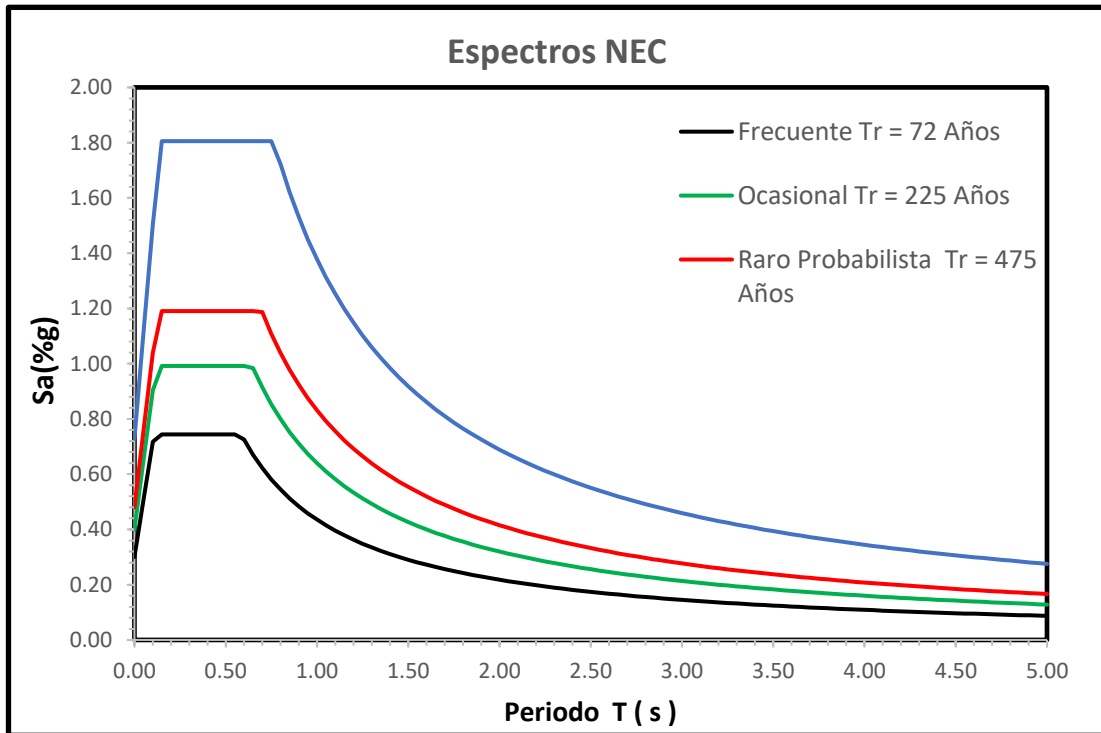
Es importante realizar interpolación para la obtención de los factores de suelo (F_s , F_a , F_d) para cada nivel de amenaza, dependiendo del tipo de suelo y del perfil del suelo, así se obtendrá el espectro y gráfico.

Tabla 74: Factores para definición de espectros de amenaza

Nivel de amenaza	n	z	Factores de suelo		
			F_a	F_d	F_s
Frecuente	2.48	0.20	1.50	1.54	1.04
Ocasional	2.48	0.31	1.29	1.34	1.13
Raro	2.48	0.40	1.20	1.20	1.28
Muy raro	2.48	0.65	1.12	1.11	1.40

Fuente: Barrera Erik

Figura 86: Espectros de respuesta conformes a los niveles de amenaza sísmica



Fuente: Barrera Erik

Estos espectros fueron construidos con los valores de la tabla 74, mismos valores que servirán para introducir cada uno de los espectros de los distintos niveles de amenaza sísmica en el Software.

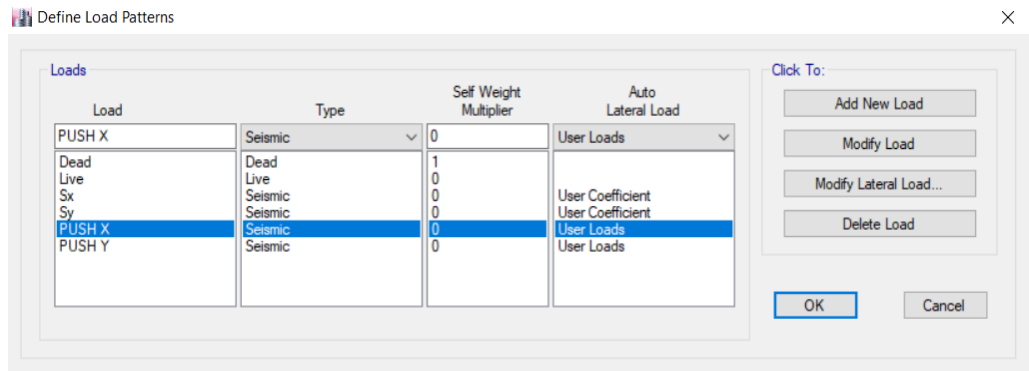
3.1.3.4. Definición de carga lateral no lineal

Una vez concluida la deformación que sufre la estructura por carga gravitacional empieza a actuar este estado de carga, pero de una manera progresiva, es justo esta la razón por la que a este método se le conoce como método incremental.

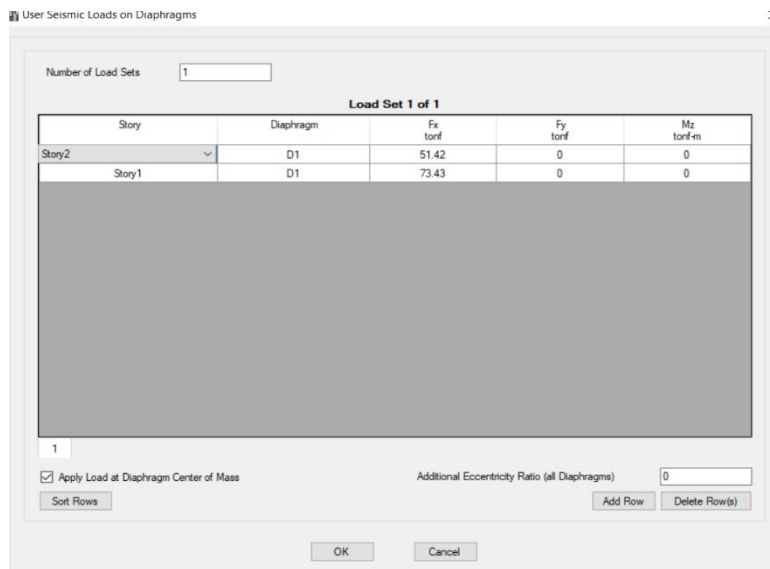
Consiste en definir dos patrones de carga de tipo sísmico en función del cortante basal tanto en el sentido X e Y (PUSH X, PUSH Y), porque el análisis del Pushover se lo debe realizar en los dos sentidos, las cuales empujarán a la estructura hasta el colapso.

En el siguiente set de figuras se evidencia la manera de definir estas cargas laterales, configurarlas y dar los parámetros necesarios para que el software las aplique de manera correcta, se nota que esta vez ya no se usa un coeficiente para distribuir la carga, más bien se va a introducir las cargas correspondientes a cada piso, dichas cargas fueron calculadas con datos arrojados por el software.

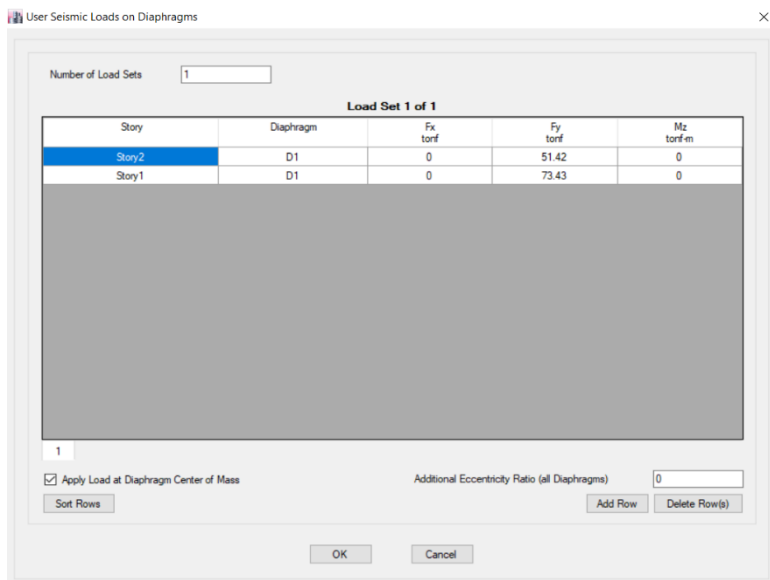
Figura 87: Definición de patrones de carga laterales
(a) Sentidos de patrones de carga



(b) Carga Lateral en x



(c) Carga lateral en Y

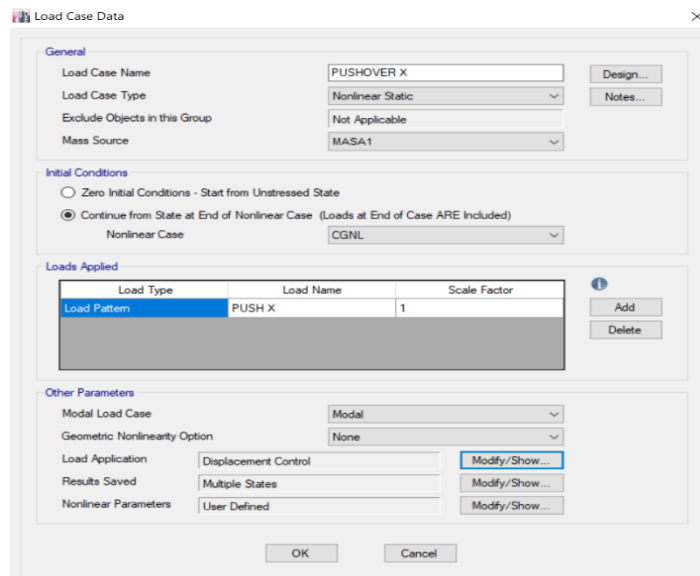


Fuente: Etabs, 2016

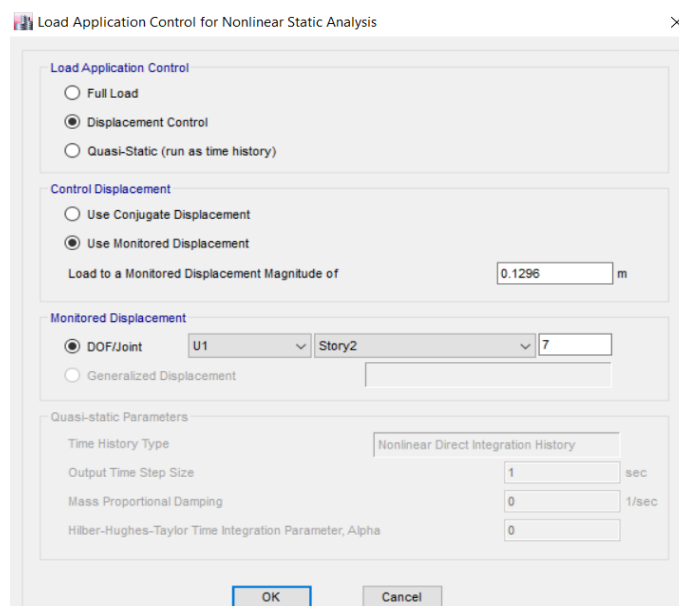
Luego es necesario definir un caso de carga no lineal tal como se muestra a continuación, de la misma manera que en el caso anterior se lo debe crear para el sentido X e Y (PUSHOVER X, PUSHOVER Y), se va a tomar un punto fijo para controlar los desplazamientos que para este caso es el punto 7 ubicado en la losa del último piso, se toma como desplazamiento máximo de referencia un equivalente al 2% de la altura total del edificio.

Figura 88: Definición de carga Pushover en X

(a) Parámetros de carga

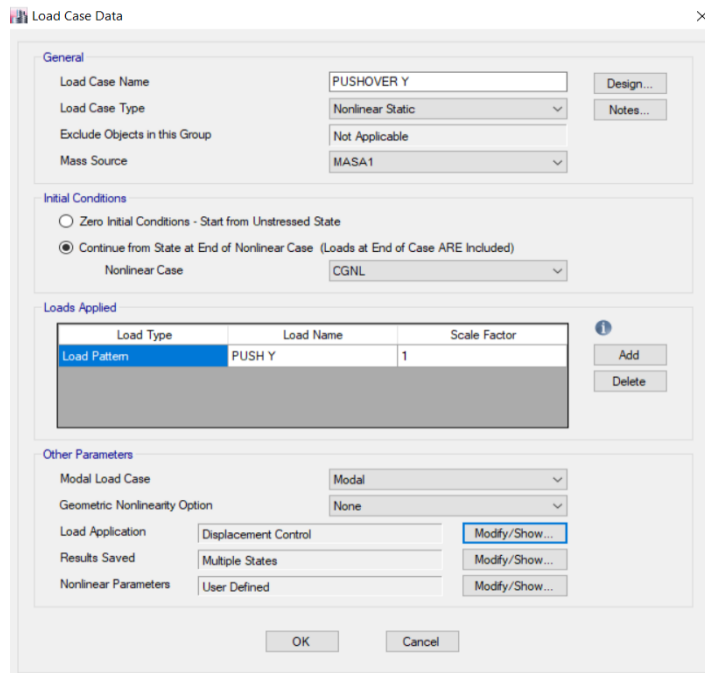


(b) Control de desplazamientos para la carga en X

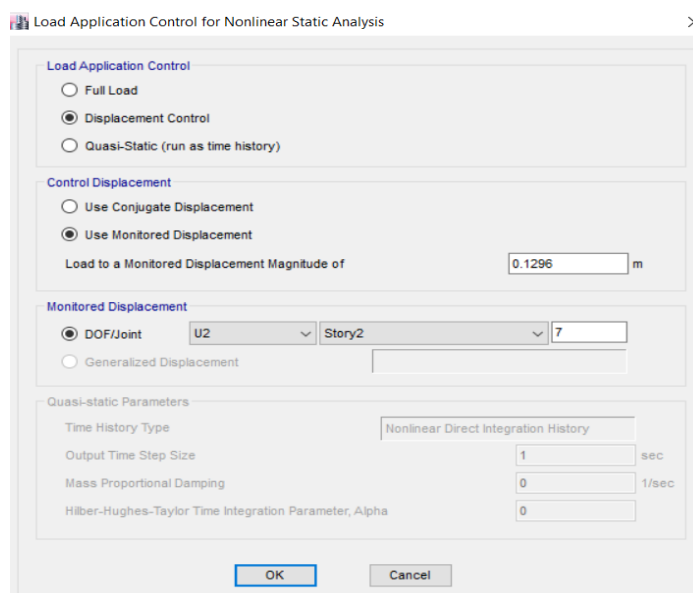


Fuente: Etbas, 2016

Figura 89: Definición de carga Pushover en Y
(a) Parámetros de carga



(b) Control de desplazamientos para la carga en y



Fuente: Etbas, 2016

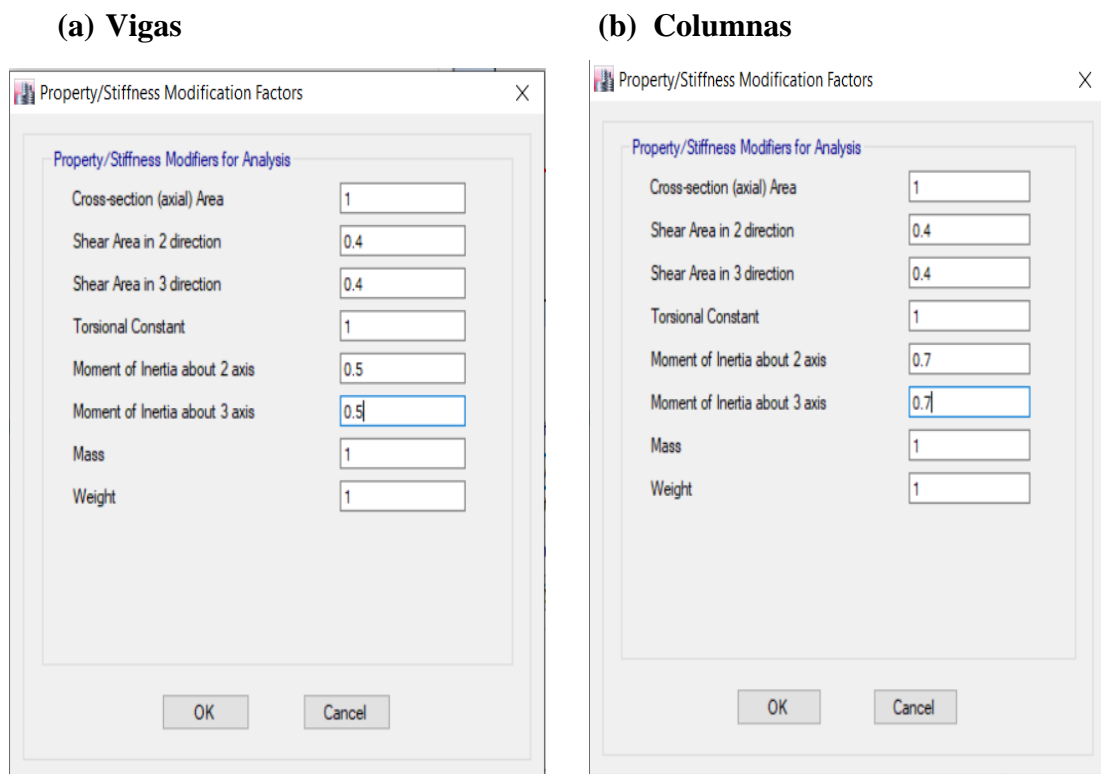
Es importante definir un punto de control en la última losa del edificio para que luego de realizado el análisis no lineal se pueda verificar el desplazamiento de dicho punto a medida que se vaya incrementando el empuje hasta que la estructura llegue a su punto crítico, si bien es cierto se prevé que la edificación solo se desplace un valor equivalente a la deriva del 2%, es conveniente proveer un rango de desplazamiento

mucho más amplio con el fin de que la curva de capacidad de la estructura sea mucho más amplia y se puedan analizar los resultados de mejor manera.

- **Agrietamiento de inercias**

Para el caso de la evaluación estructural cualquier edificación la ATC – 40 sugiere que para el caso de elementos sometidos a flexión (Vigas) se agriete la inercia de la sección con un valor de 0.5 alrededor del eje a flexión y con 0.4 en la dirección del eje a corte, asimismo para el caso de elementos sometidos a flexo compresión (Columnas) con 0.7 alrededor de los ejes a flexión y con dirección de los ejes a corte.

Figura 90: Inercias agrietadas



Fuente: Etabs, 2016

3.1.3.5. Análisis de resultados arrojados por el análisis estático no lineal

Cuando ya se ha establecido los requisitos necesarios para el análisis no lineal se procede a analizar los resultados que se obtiene del software para determinar el punto de desempeño que tiene la estructura.

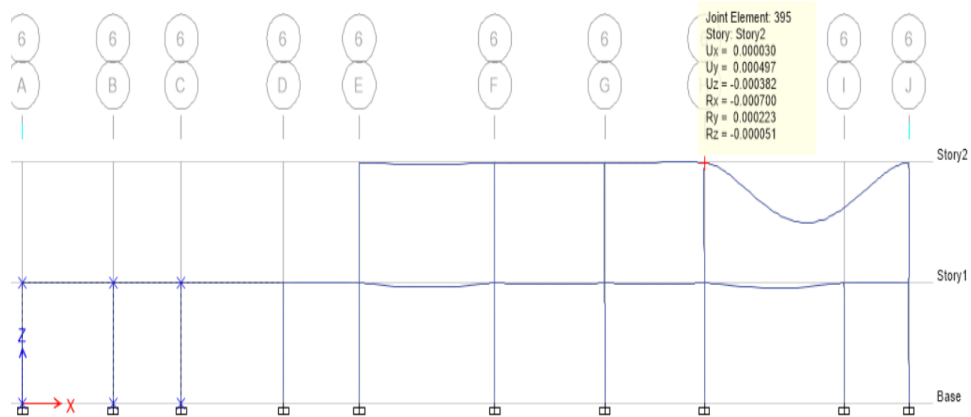
- **Rótulas plásticas**

Es conveniente realizar una revisión gráfica y visual de la formación de rótulas plásticas en el software para así darse una idea de qué elementos tienden a fallar y con qué desplazamiento estos comportamientos tienden a aparecer, este chequeo se lo realiza en ambos sentidos, X e Y.

- **Para el sentido X**

En este caso se toma el eje 2 de la estructura puesto que este es el representativo de toda la estructura en este sentido, el software ha determinado 5 steps para la carga PUSHOVER X, el proceso de deformación y formación de rótulas se presenta a continuación:

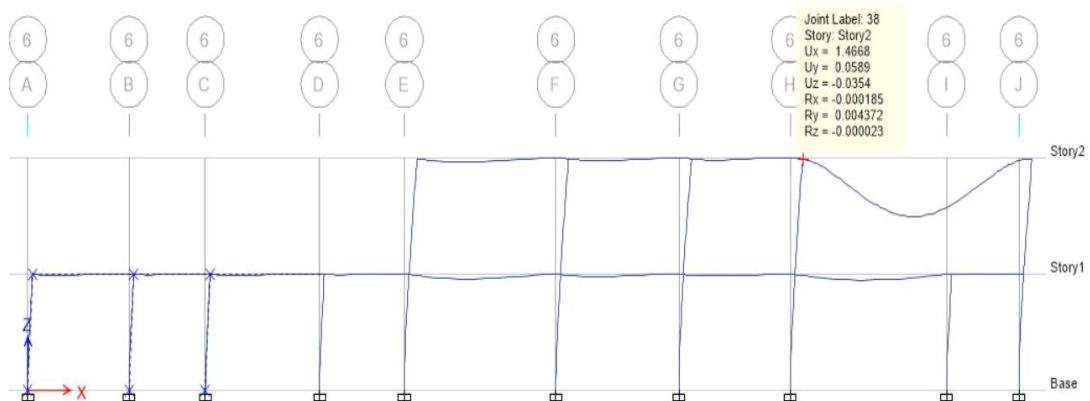
Figura 91: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X paso 0



Fuente: Etabs, 2016

Se puede observar que para un desplazamiento de 0.02 cm no se presenta la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales.

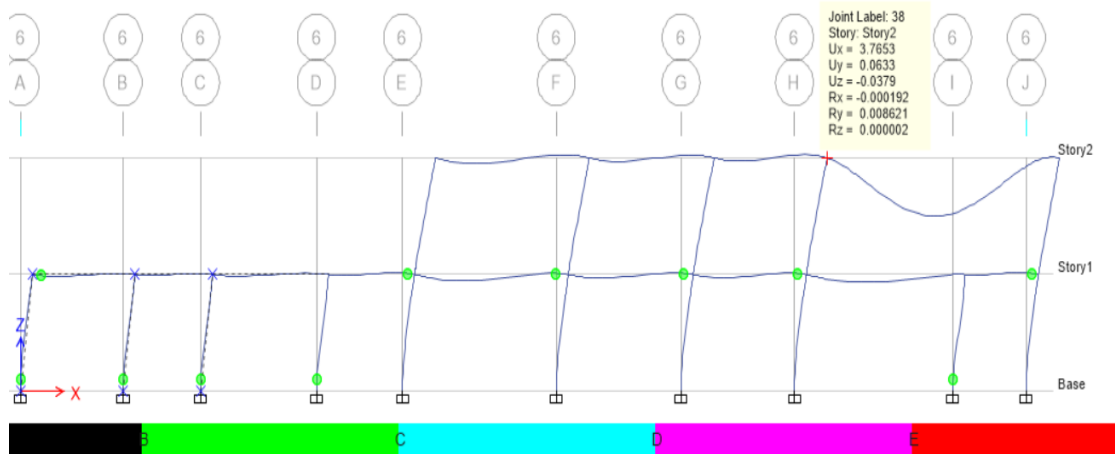
Figura 92: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 1



Fuente: Etabs, 2016

e puede observar que para un desplazamiento de 1.47 cm no se presenta la formación de rótulas plásticas aún en los elementos estructurales.

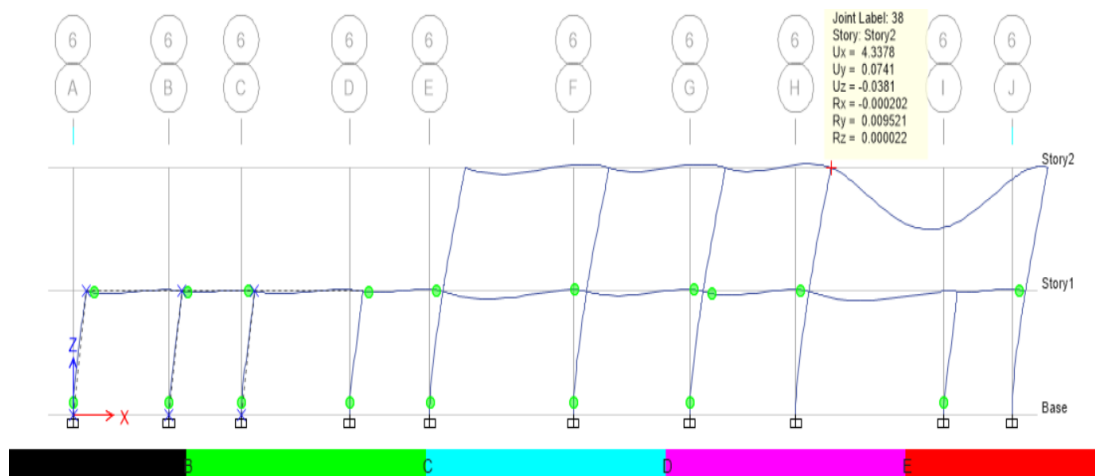
Figura 93: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 2



Fuente: Etabs, 2016

Para el segundo paso de la aplicación de la carga PUSHOVER X, que genera un desplazamiento de 3.77 cm, se observa que se empiezan a generar algunas rótulas plásticas en vigas y columnas lo cual no es tan conveniente, lo ideal sería que se formen primero en todas las vigas y al final en columnas, sin embargo esta disposición de rótulas no significa aún alto peligro debido a que están de color verde y según la leyenda el color verde representa que la rótula se encuentra entre los criterios de (IO – LS) lo cual es bastante bueno.

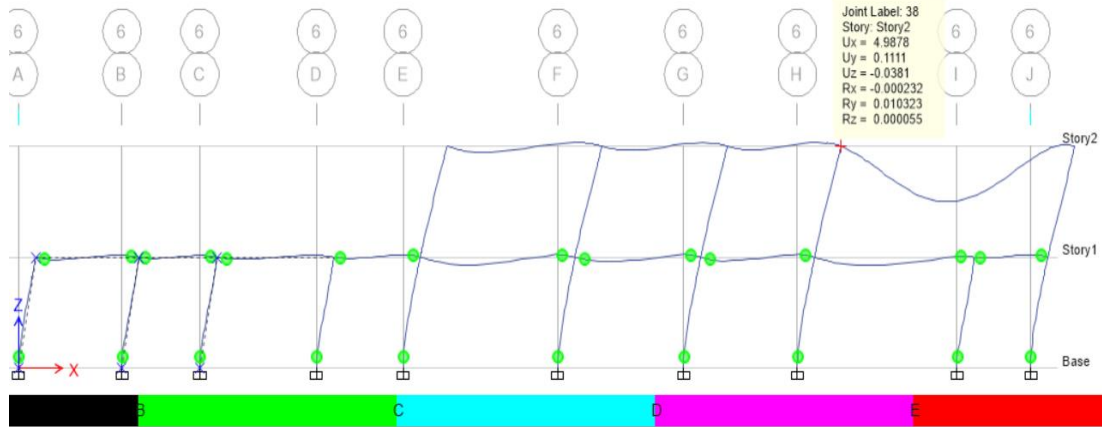
Figura 94: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 3



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 4.33 cm, al igual que en el paso anterior se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS, sin presentar mayor problema.

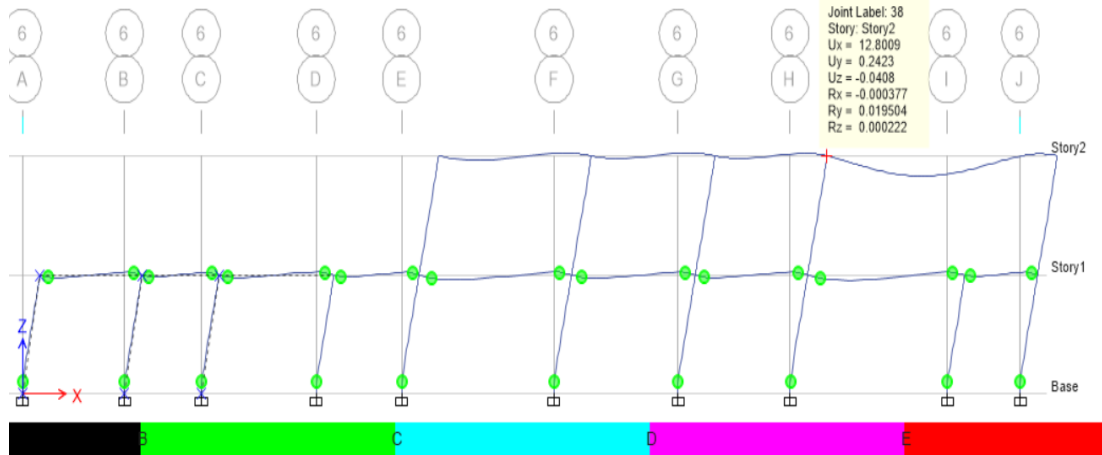
Figura 95: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 4



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 4.99 cm, al igual que en el paso anterior se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS, sin presentar mayor problema

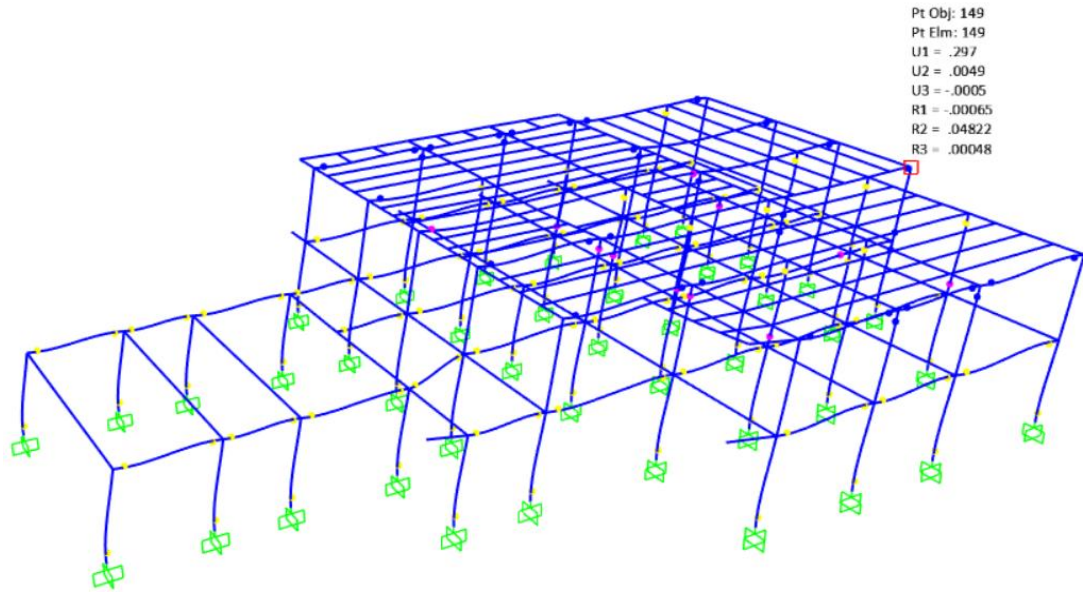
Figura 96: Formación de rótula plástica eje 6 SENTIDO X Paso 5



Fuente: Etabs, 2016

Para el último paso se observa que la estructura tuvo un desplazamiento de 12.81 cm y como para los casos anteriores las rótulas siguen estando en un rango seguro, para el caso de las vigas de la planta alta, no se observan rótulas debido a que estas vigas son metálicas y presenta gran ductilidad.

Figura 97: Formación de rótula plástica 3D SENTIDO X



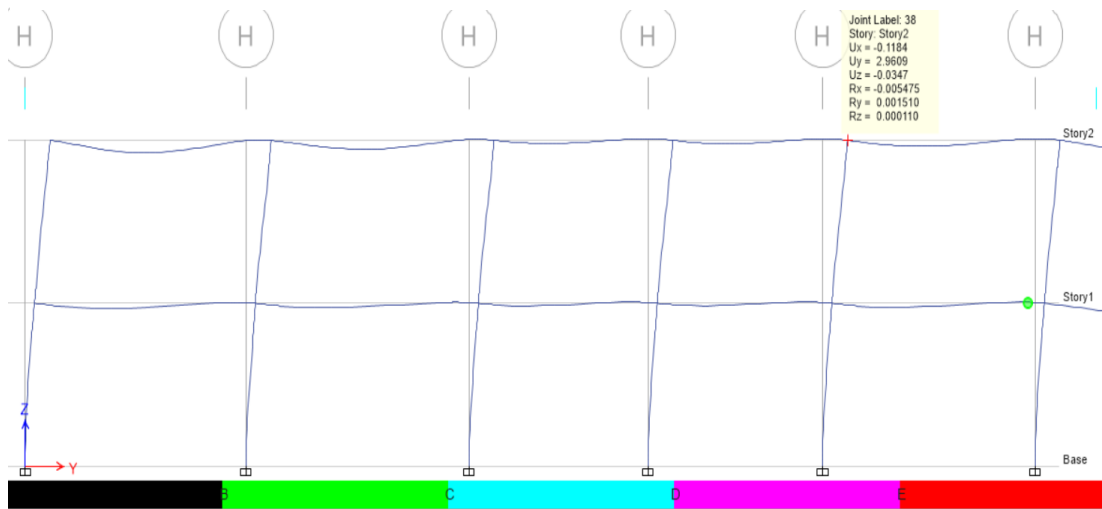
Fuente: Etabs, 2016

El desplazamiento 29.7 cm da signos de formación de rótulas plásticas más críticas, como se puede observar, se han formado así 126 rótulas que se encuentran en el rango de C a D, es decir que la estructura tendrá la capacidad de deformarse un poco más y colapsar, por lo que se tomará como límite de desempeño este desplazamiento.

- Para el sentido Y.

En este caso se toma el eje H de la estructura puesto que este es el representativo de toda la estructura en este sentido, el software ha determinado 5 steps para la carga PUSHOVER Y, el proceso de deformación se presenta a continuación:

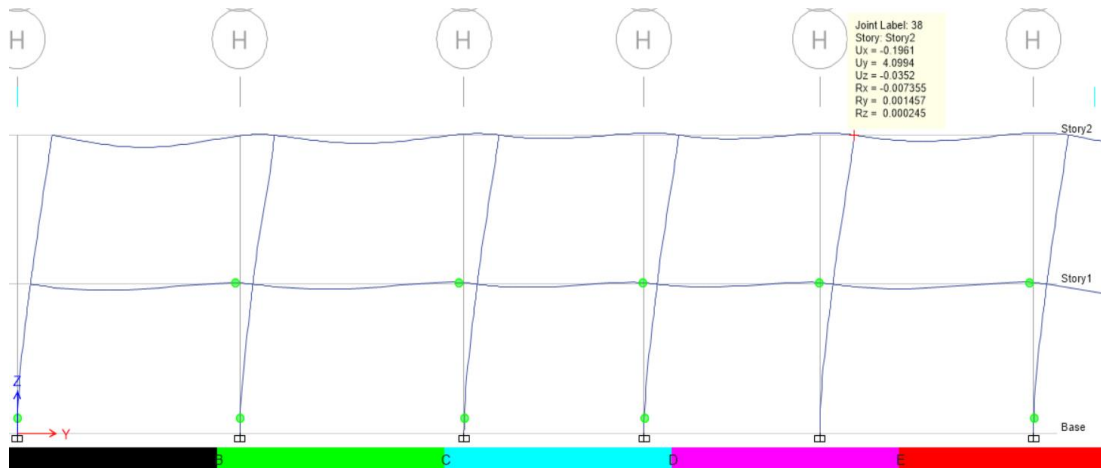
Figura 98: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 1



Fuente: Etabs, 2016

En contraste con el sentido ortogonal (Sentido x), en Y, para el primer paso de aplicación de la carga PUSHOVER Y, con un desplazamiento de 2.96 cm, ya se observa la formación de un par de rótulas plásticas que pertenecen al rango de criterios de aceptación (IO – LS), de ocupación inmediata y seguridad de vida, lo cuál no representa gran problema para el comportamiento no lineal de la estructura.

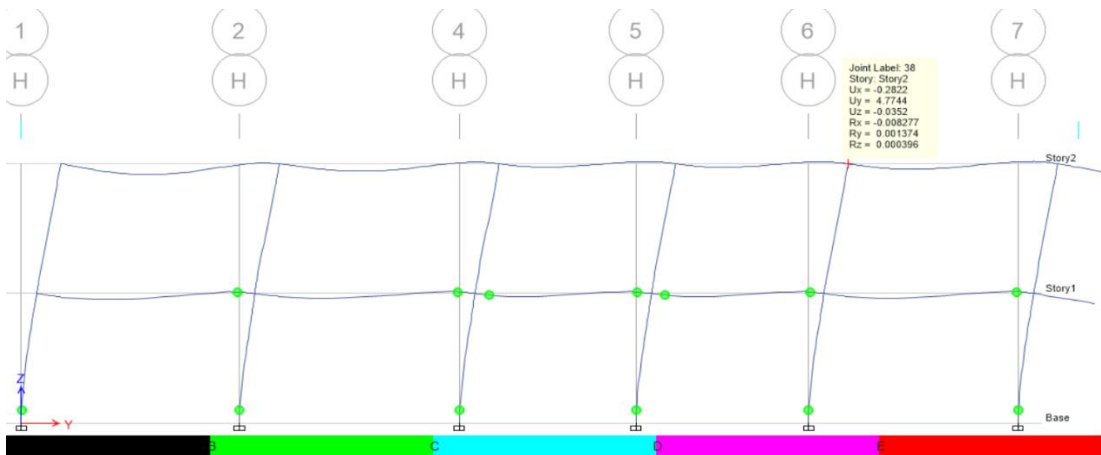
Figura 99: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 2



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 4.10 cm, al igual que en el paso anterior se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS, sin presentar mayor problema.

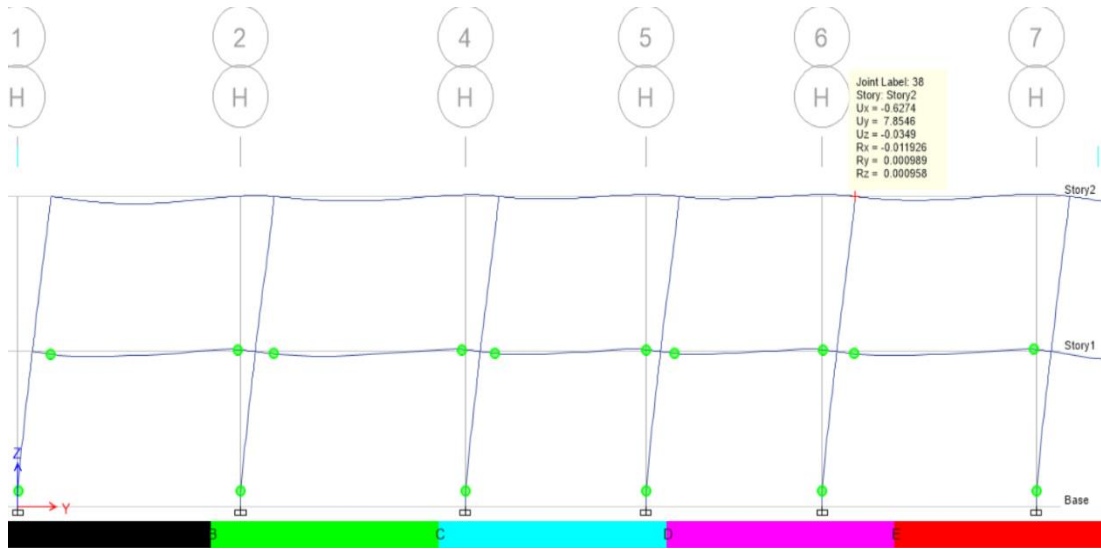
Figura 100: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 3



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 4.78 cm, como en el paso 2 se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS, sin presentar mayor problema,

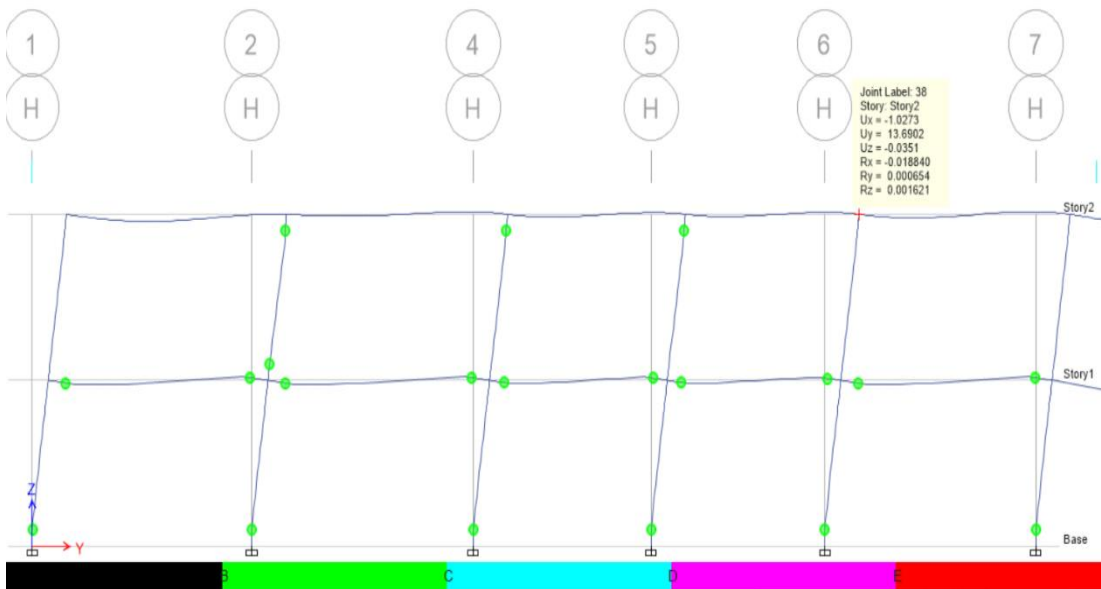
Figura 101: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 4



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 7.85 cm, se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS de ocupación inmediata y seguridad de vida, sin presentar mayor problema.

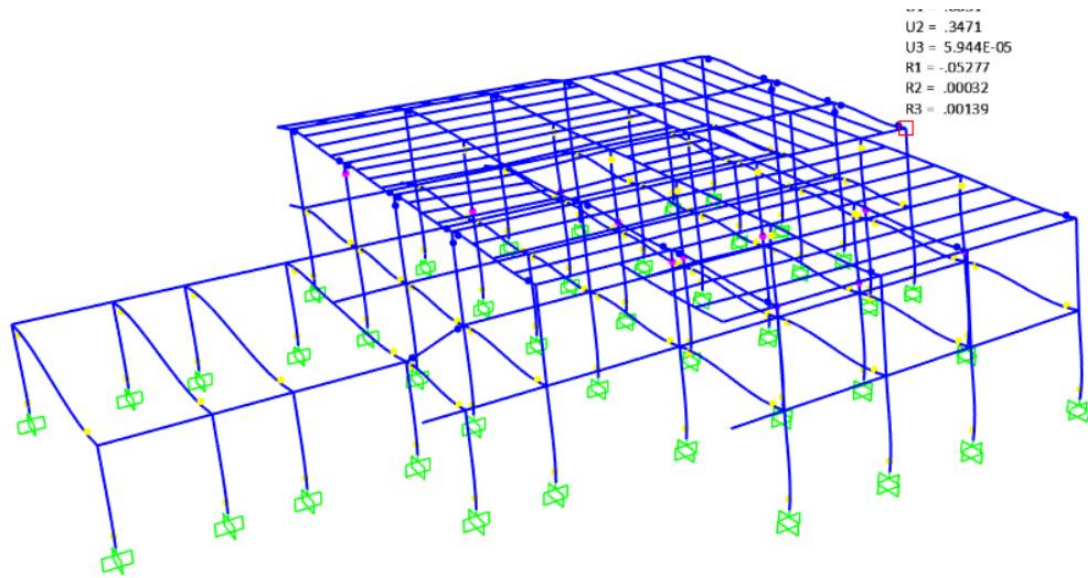
Figura 102: Formación de rótula plástica eje H SENTIDO Y Paso 5



Fuente: Etabs, 2016

Para un desplazamiento de 13.65 cm, se observa la formación de más rótulas plásticas en vigas, cabe recalcar que estas siguen estando en el rango de IO-LS de ocupación inmediata y seguridad de vida, sin presentar mayor problema.

Figura 103: Formación de rótula plástica 3D SENTIDO X

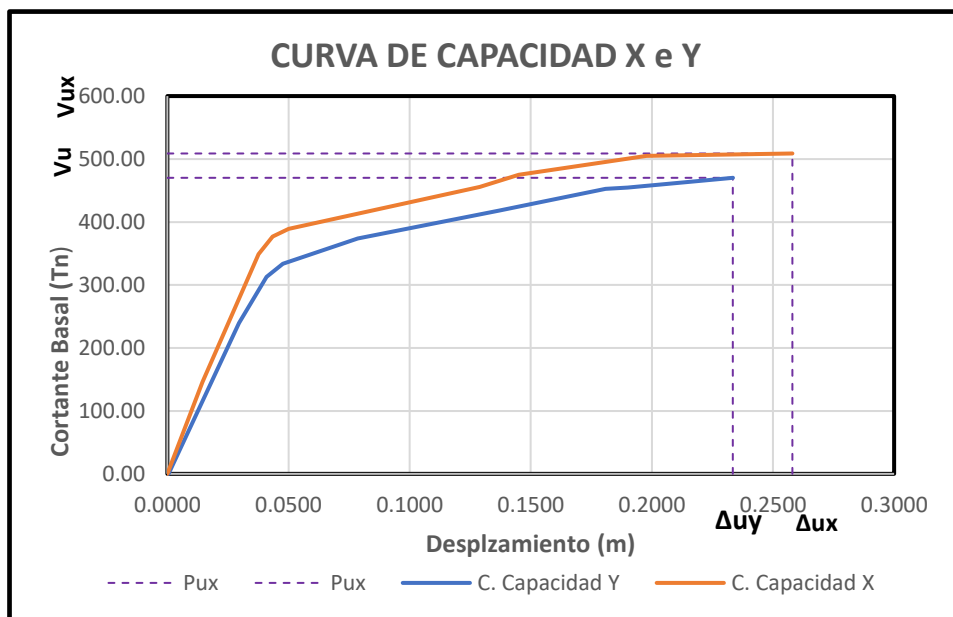


Fuente: Etabs, 2016

El desplazamiento 34.71 cm da signos de formación de rótulas plásticas más críticas, como se puede observar, se han formado así 117 rótulas que se encuentran en el rango de C a D, es decir que la estructura tendrá la capacidad de deformarse un poco más y colapsar, por lo que se tomará como límite de desempeño este desplazamiento.

3.1.3.6. Curva de capacidad de la estructura

Figura 104: Curva de capacidad en X e Y

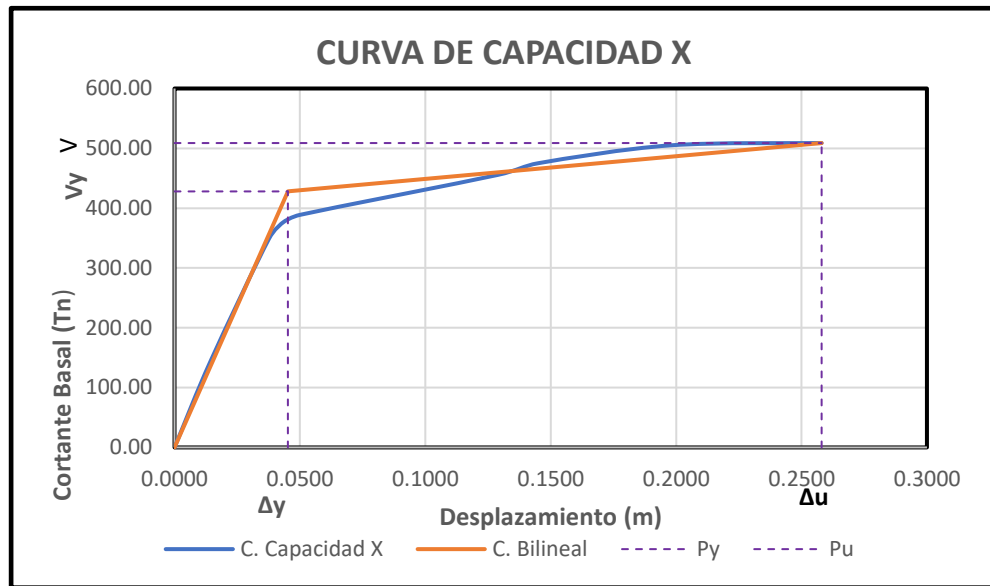


Fuente: Barrera Erik

De la gráfica anterior se puede notar que la estructura posee mucha más capacidad de deformación en sentido X Con un desplazamiento último de 25.80 cm empujada por un cortante basal de 508. 83 Tn mientras que en sentido Y tiene una deformación última de 23.34 cm empujada por un cortante basal de 470.17 Tn.

- **Curva de capacidad y su representación bilineal**

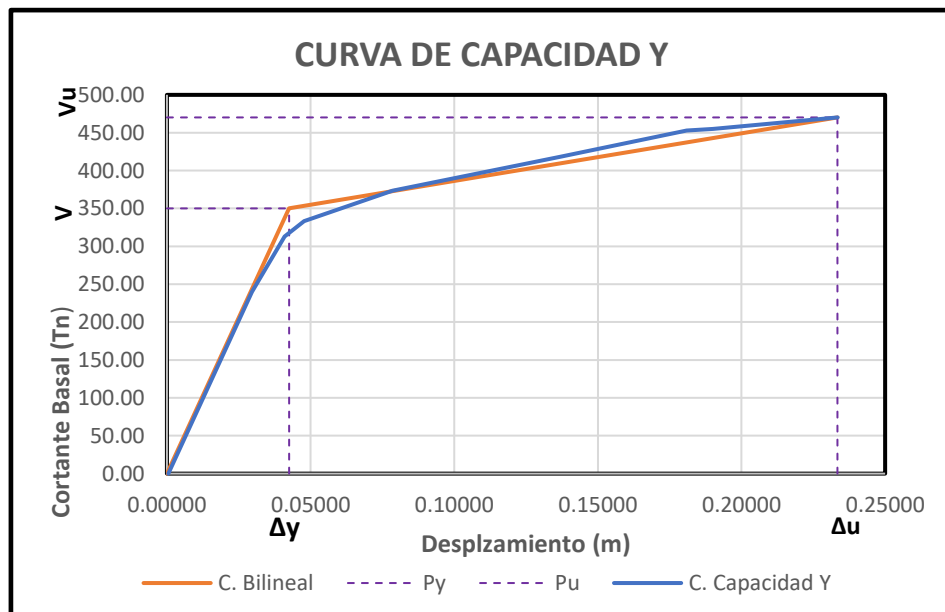
Figura 105: Bilinealización de la curva de capacidad en X



Fuente: Barrera Erik

La parte del desplazamiento que corresponde al rango entre Δy – Δu se lo interpreta como la ductilidad que tiene la estructura, es decir la capacidad de incursionar en deformaciones inelásticas. Que para este caso se nota que es bastante amplia.

Figura 106: Bilinealización de la curva de capacidad en Y

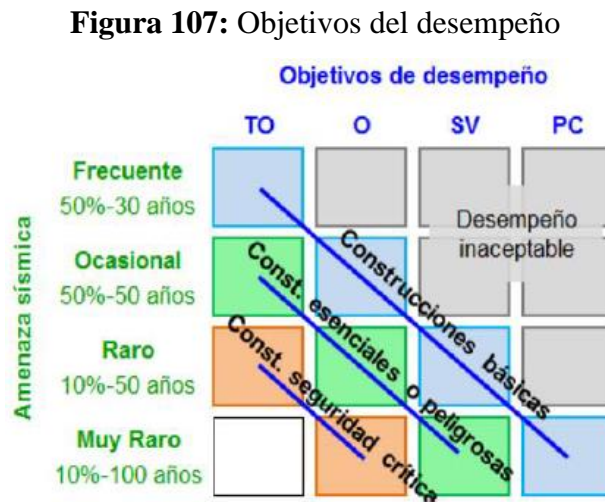


Fuente: Barrera Erik

Se nota que para el sentido Y la ductilidad es un tanto menor que para el caso del sentido X, sin embargo, la ductilidad de la estructura en ese sentido es bastante amplia también.

3.1.3.7. Desempeño sísmico de la estructura

Para la evaluación del desempeño se deben cumplir ciertos objetivos, en este trabajo se van a usar los objetivos planteados por el comité de Visión 2000 que relaciona el desempeño y el daño estructural para tres distintos tipos de edificaciones según su uso, evaluadas para los distintos tipos de amenaza sísmica según su periodo de excedencia, tal y como se presenta en la siguiente matriz.



Fuente: Visión 2000, 1996

Donde:

TO = Totalmente Operativo

O = Operativo

SV = Seguridad de vida

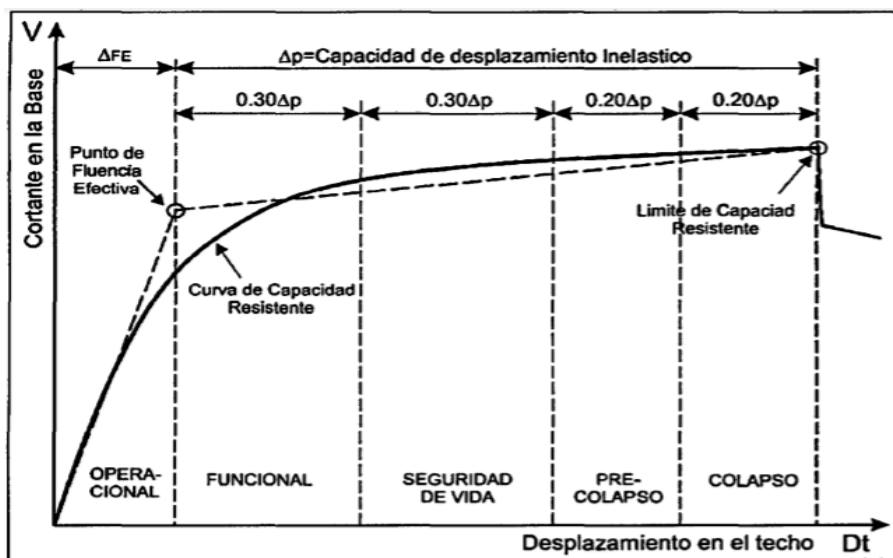
PC = Prevención de colapso

La estructura en análisis pertenece a una institución educativa y se clasifica como una estructura especial o para el caso de la matriz anterior como estructura esencial o peligrosa se espera que el punto de desempeño para un sismo ocasional sea totalmente operativa, para un sismo raro (Sismo de diseño) sea operativa y para un sismo muy raro se encuentre en seguridad de vida.

La norma ATC 40 realiza una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad para poder calificar el desempeño que tiene la estructura, las áreas de sectorización están en función al desplazamiento plástico (Δp) y corresponden a los siguientes porcentajes; 30% operacional, 30% seguridad de vida, 20% pre colapso y 20% colapso.

En la siguiente gráfica se muestra esta esta sectorización.

Figura 108: Sectorización de la curva de capacidad



Fuente: SEAOC, 1996

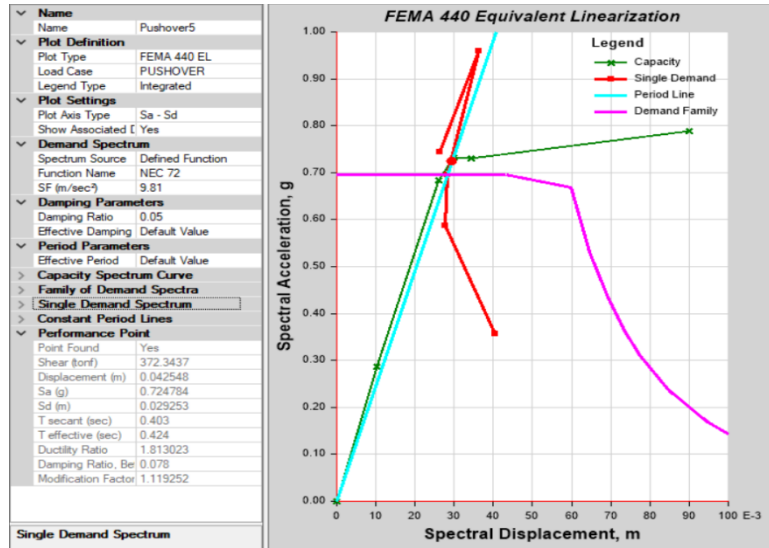
- **Punto de desempeño**

Se debe obtener el punto de desempeño por separado para cada dirección de la estructura, tanto en X como en Y, dichos valores se obtuvieron mediante el análisis realizado en el Software Etabs y usando el método del FEMA 440 Linealización equivalente el cual es una modificación del método del espectro de capacidad.

- **Para el sentido X**

La manera de tabular el punto de desempeño por el software es mediante cortantes basales y desplazamientos, así como se muestra en las siguientes gráficas de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica en sentido X.

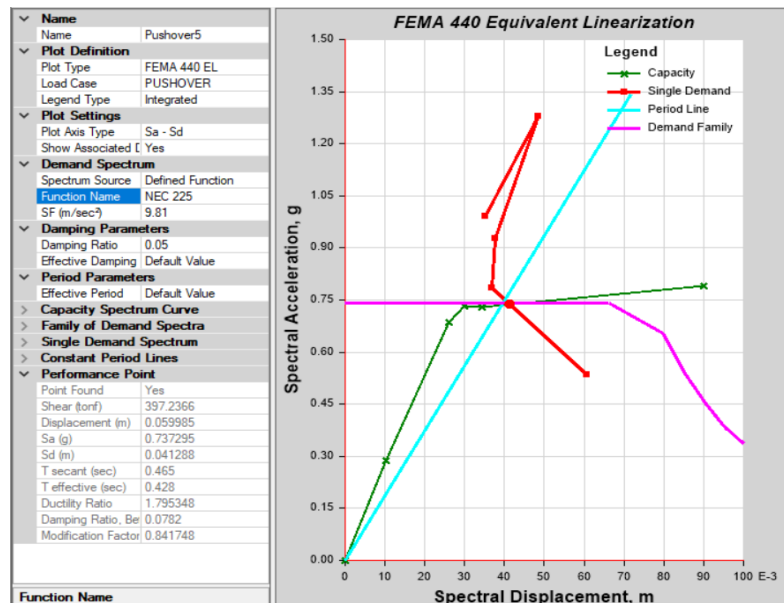
Figura 109: Punto de desempeño para sismo Frecuente en X



Fuente: Etabs, 2016

De la figura anterior se puede obtener unos valores de cortante basal de 372.34 Tn y un desplazamiento de 4.25 cm que definen el punto de desempeño para un sismo de denominación frecuente.

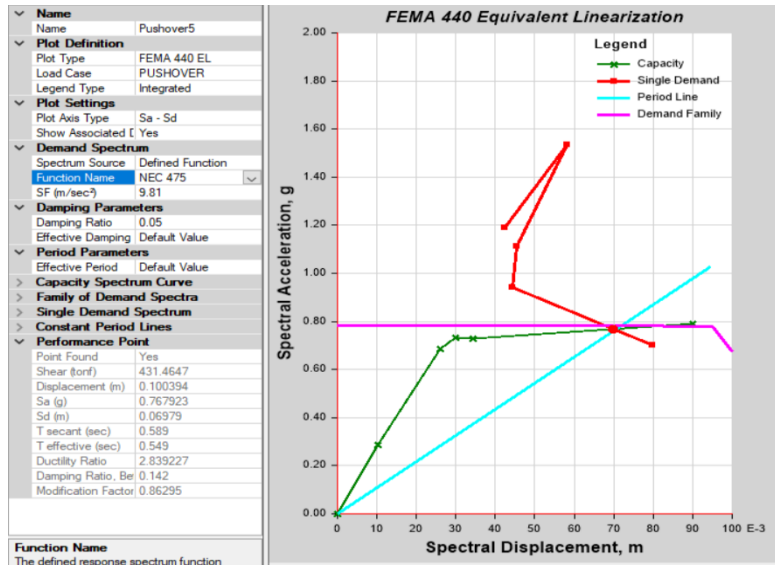
Figura 110: Punto de desempeño para sismo Ocasional en X



Fuente: Etabs, 2016

La figura anterior que representa el punto de desempeño para un sismo Ocasional y muestra unos valores de cortante basal de 397.24 Tn y un desplazamiento de 5.99 cm que como es lógico son mayores que los anteriores debido al aumento de la demanda sísmica.

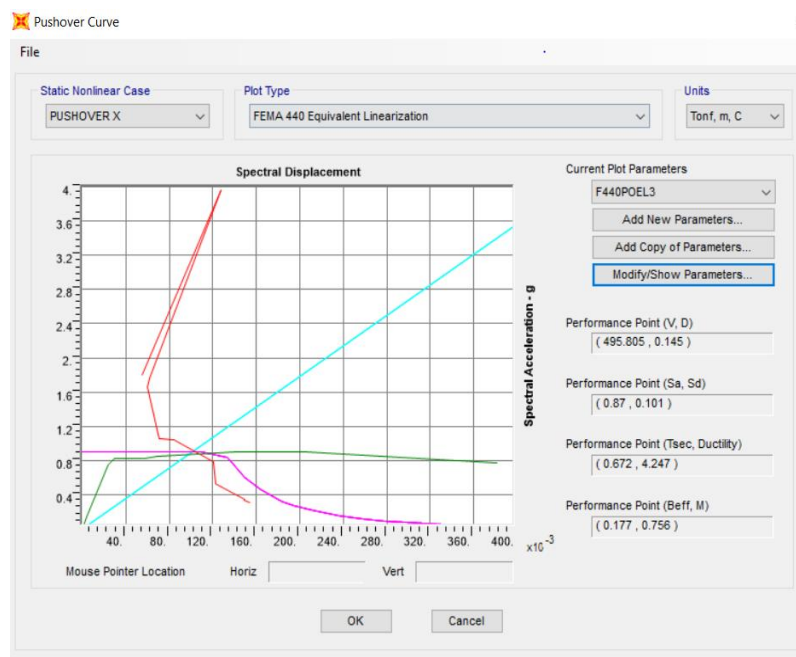
Figura 111: Punto de desempeño para sismo Raro en X



Fuente: Etabs, 2016

La figura anterior que representa el punto de desempeño para un sismo Raro con unos valores de cortante basal de 431.46 Tn y un desplazamiento de 10.03 cm debido al aumento de la demanda, se observa un mayor incremento en el desplazamiento que el cortante basal de la estructura debido a que la estructura empieza a perder una cantidad considerable de rigidez.

Figura 112: Punto de desempeño para sismo Muy raro en X



Fuente: SAP 2000

En la figura anterior se representa el punto de desempeño para un sismo Muy Raro con unos valores de cortante basal de 495.80 Tn y un desplazamiento de 14.50 cm debido al aumento de la demanda, se observa un mayor incremento en el desplazamiento que el cortante basal de la estructura debido a que esta sigue perdiendo considerable rigidez a medida que se deforma aún más, esta figura corresponde al software SAP debido a que este es capaz de deformar lo suficiente a la estructura de tal manera que presente la curva de capacidad completa de la misma.

Tabla 75: Puntos de desempeño en X

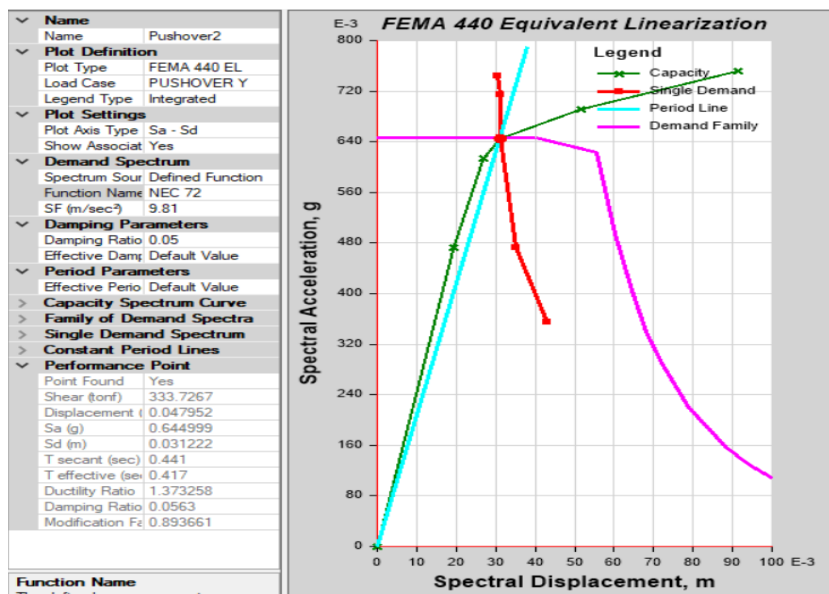
Nivel de amenaza	Desplazamiento (cm)	Cortante Basal V (Tn)
Frecuente	4.25	372.34
Ocasional	5.99	397.24
Raro	10.03	431.46
Muy raro	14.50	495.80

Fuente: Barrera Erik

- **Para sentido Y**

En las siguientes gráficas se pueden observar los valores de los puntos de desempeño expresados en desplazamientos y cortantes para cada nivel e amenaza sísmica.

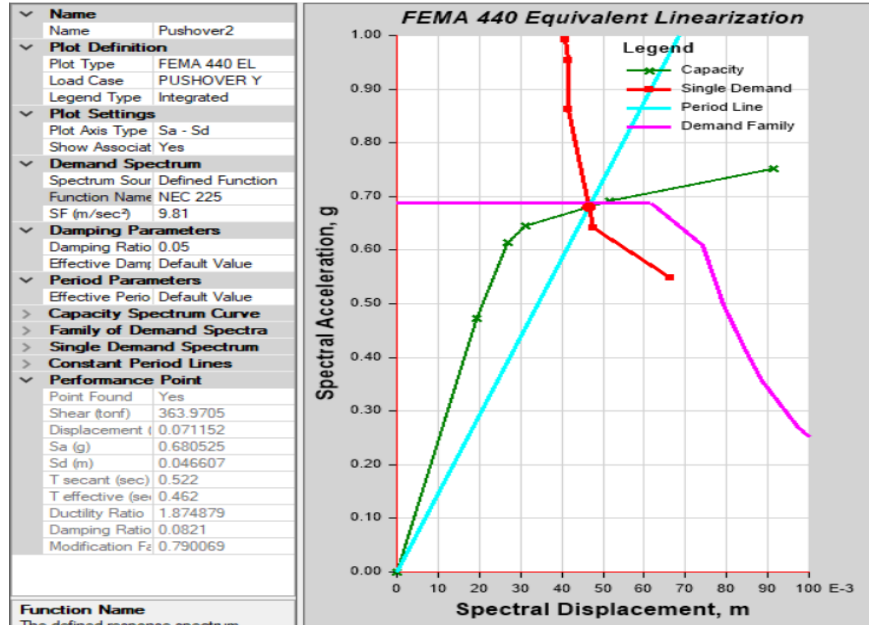
Figura 113: Punto de desempeño para sismo Frecuente en Y



Fuente: Etabs, 2016

Se puede observar que para un sismo de denominación frecuente la estructura posee un punto de desempeño de 333.72 Tn de cortante basal y un desplazamiento de 4.79 cm en el sentido Y.

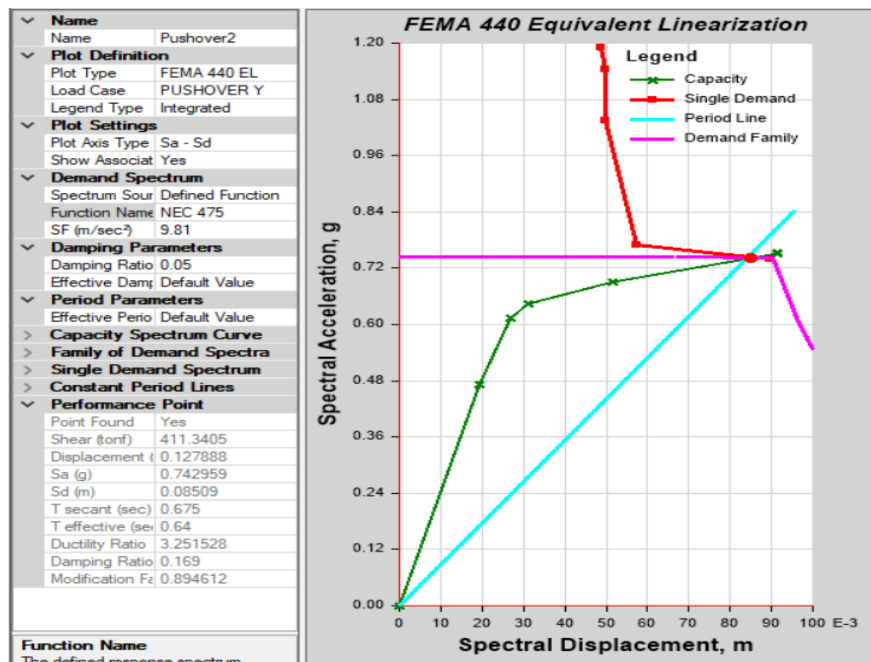
Figura 114: Punto de desempeño para sismo Ocasional en Y



Fuente: Etabs, 2016

Para un sismo de denominación Ocasional se observa que el punto de desempeño de la estructura es 363.97 Tn de cortante y un desplazamiento de 7.12 cm.

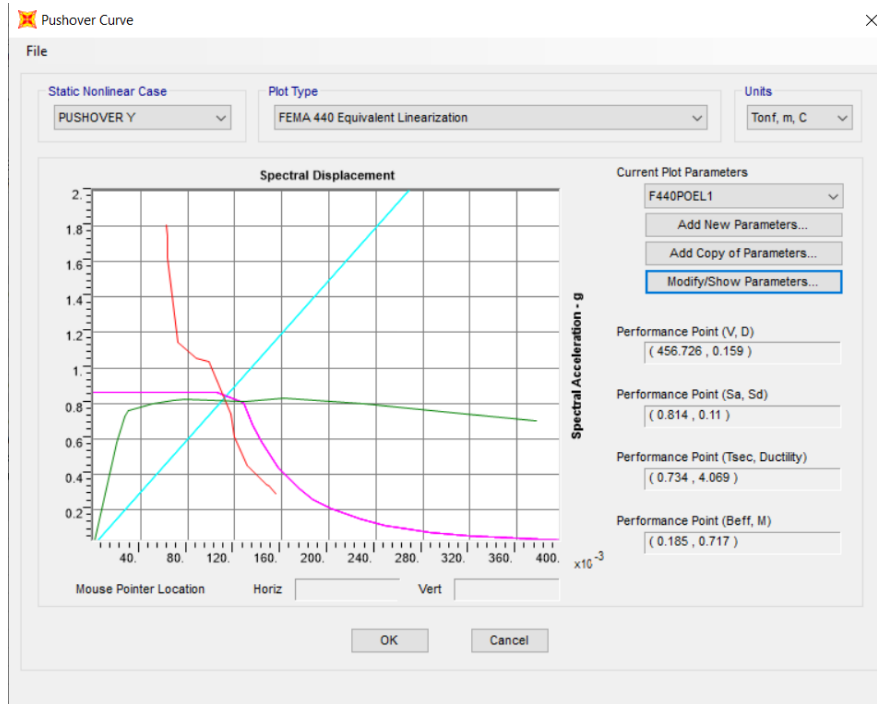
Figura 115 : Punto de desempeño para sismo Ocasional en Y



Fuente: Etabs, 2016

Para un sismo Raro (Diseño) se observa que el punto de desempeño de la estructura es 411.34 Tn de cortante y un desplazamiento de 12.79 cm

Figura 116: Punto de desempeño para sismo Muy Raro en Y



Fuente: SAP 2000

En la figura anterior se representa el punto de desempeño para un sismo Muy Raro con unos valores de cortante basal de 456.73 Tn y un desplazamiento de 15.90 cm debido al aumento de la demanda, se observa un mayor incremento en el desplazamiento que el cortante basal de la estructura debido a esta sigue perdiendo considerable rigidez a medida que se deforma aún más, esta figura corresponde al software SAP debido a que este es capaz de deformar lo suficiente a la estructura de tal manera que presente la curva de capacidad completa de la misma.

Tabla 76: Puntos de desempeño para el sentido Y

Nivel de amenaza	Desplazamiento (cm)	Cortante Basal V (Tn)
Frecuente	4.79	333.72
Ocasional	7.12	363.97
Raro	12.79	411.34
Muy raro	15.90	456.73

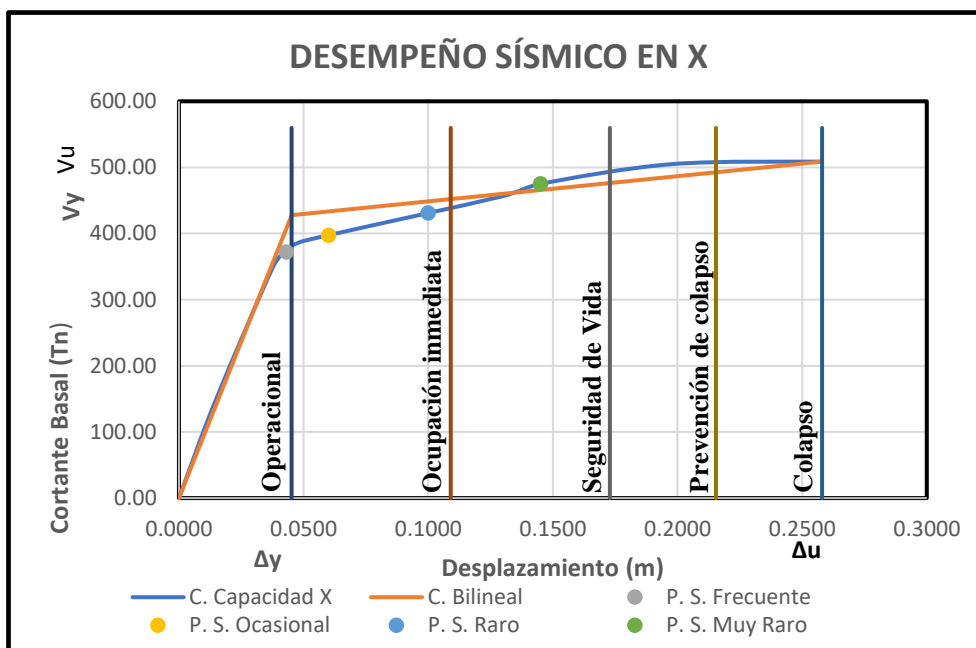
Fuente: Barrera Erik

- **Evaluación del desempeño sísmico**

Este análisis identifica el desempeño sísmico que tendrá esta edificación al ser sometido a los diferentes niveles de amenaza sísmica para cada sentido de manera independiente.

- **Desempeño de la estructura en sentido X**

Figura 117: Desempeño sísmico del edificio en X



Fuente: Barrera Erik

Los aspectos más importantes a resaltar de lo mostrado en la figura anterior, la cual representa el desempeño que tiene la estructura en dirección X es que para un sismo frecuente el desempeño de la estructura se encuentra en la zona denominada Totalmente Operacional, en cambio para un sismo Ocasional el desempeño de la estructura se encuentra en la zona de Ocupación Inmediata, de la misma manera para un sismo Raro, es decir un sismo de diseño la estructura se encuentra en Ocupación Inmediata y por último para un sismo Muy Raro el desempeño de la estructura se encuentra en la Zona de seguridad de vida, con lo que se nota que los objetivos del desempeño estructural planteados por el Comité Visión 2000 mostrados en la figura 105, para que los resultados sean más visibles se realiza la siguiente matriz:

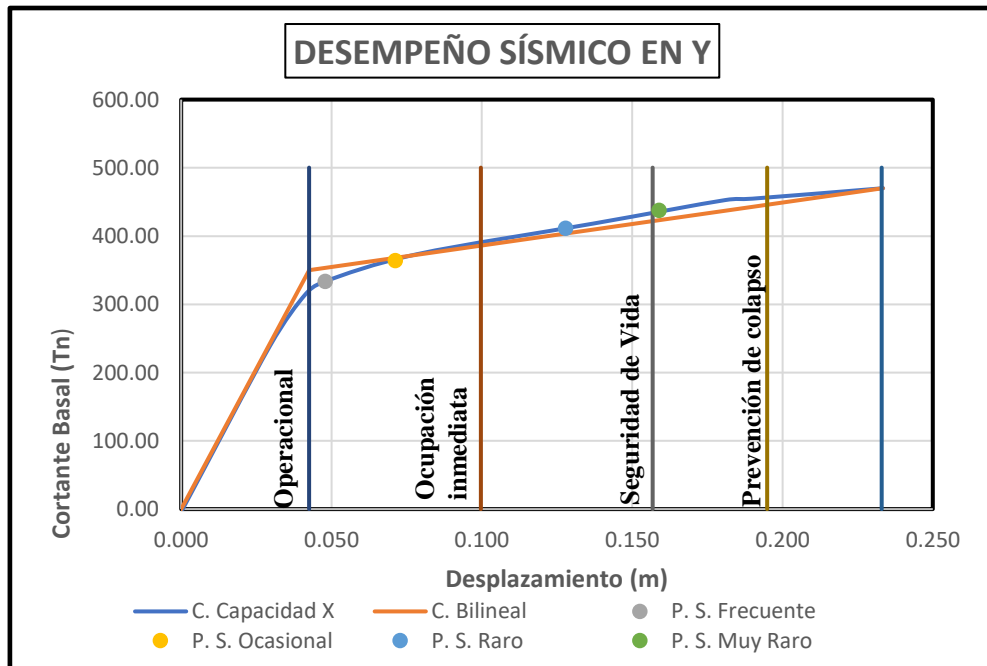
Tabla 77:Matriz de niveles de desempeño en X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente	X		-----		
Ocasional		X		-----	
Raro		X			----- -
Muy Raro			X		----- -
X	Nivel esperado para edificios de ocupación esperada				
-----	Nivel existente del edificio en análisis				

Fuente: Barrera Erik

- **Desempeño de la estructura en dirección Y**

Figura 118: Desempeño sísmico del edificio en Y



Fuente: Barrera Erik

La figura anterior muestra que esta estructura al ser sometida a un sismo frecuente se desempeña dentro del área de ocupación inmediata siendo el mismo caso si esta es sometida a un sismo ocasional, en cambio si esta es sometida a un sismo Raro (Diseño) se encuentra trabajando en el nivel de seguridad de vida y para un sismo Muy raro se encuentra en el límite de seguridad de vida y prevención de colapso por lo que se pasa por cumplido los desempeño para esta estructura en el sentido según con lo planteado

planteados por el Comité Visión 2000 mostrados en la figura 105, para que los resultados sean más visibles se realiza la siguiente matriz:

Tabla 78: Matriz de niveles de desempeño en Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Frecuente		X	-----		
Ocasional		X		-----	
Raro			X		----- -
Muy Raro			X		----- -
X	Nivel esperado para edificios de ocupación esperada				
-----	Nivel existente del edificio en análisis				

Fuente: Barrera Erik

3.1.3.8. Factor de reducción de respuesta estructural (R)

Para este apartado se va a tomar como referencia el contenido del ATC – 19 (1995) que señala que el factor de reducción estructural (R) está compuesto a su vez por tres factores tal y como se muestra en la siguiente expresión:

$$R = R_{\mu} \times R_p \times R_{\Omega}$$

- **Factor de Sobre Resistencia (R_{Ω})**

Se define como el aumento de la capacidad de la estructura cuando esta ha sobrepasado su límite elástico y se calcula en términos de cortante mediante la relación entre el cortante último de la estructura y el cortante de fluencia de esta, estos valores se obtienen de la figura 103 para el sentido X y 104 para el sentido Y.

$$R_{\Omega} = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_{\Omega x} = \frac{508.83 \text{ Tn}}{427.95 \text{ Tn}} = 1.19$$

$$R_{\Omega y} = \frac{470.17 \text{ Tn}}{350.10 \text{ Tn}} = 1.34$$

- **Factor de Ductilidad (R_{μ})**

Este factor se calcula mediante la ductilidad de la estructura, es decir el desplazamiento último de la estructura y el desplazamiento de fluencia de esta, la relación entre estos

proporciona el valor de este factor y estos valores se obtienen de la figura 103 para el sentido X y 104 para el sentido Y.

$$R_{\mu} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\text{Desplazamiento último}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

$$R_{\mu x} = \frac{0.258 \text{ m}}{0.0452 \text{ m}} = 5.70$$

$$R_{\mu y} = \frac{0.233 \text{ m}}{0.0425 \text{ m}} = 5.48$$

- **Factor de Redundancia (R_p)**

Según ASCE 7-10 Se permite utilizar un valor de 1.3 para este factor siempre y cuando la estructura sea asignada a categoría de diseño tipo D, E o F, en otras palabras, la estructura en análisis asienta sobre un suelo tipo D y por lo tanto se asumirá un factor de redundancia de 1.3.

- **Factor general R para el sentido X**

$$R_{para \ x} = 1.19 \times 5.70 \times 1.3$$

$$R_{para \ x} = 8.81$$

- **Factor general R para el sentido Y**

$$R_{para \ y} = 1.34 \times 5.48 \times 1.3$$

$$R_{para \ y} = 9.54$$

Se observa que los valores arrojados para el factor de Reducción estructural R son mayores a 8, el cual debió ser asumido para el diseño de este tipo de estructura, ya que para edificios de hormigón conformados por pórticos resistentes a momento, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece un valor de 8, basándose en esto se puede decir que la estructura trabaja de manera correcta.

En definitiva, luego de haber realizado el análisis lineal se observa que la estructura cumple con todos los parámetros establecidos por las normas y que no será necesario

hacer un reforzamiento general, sin embargo, será necesario hacer un reforzamiento local a nivel de elemento en algunas de las columnas y vigas para mejorar su resistencia propia ante las cargas aplicadas sobre ellas.

3.1.4. Propuesta de reforzamiento a nivel de elemento

Si bien es cierto la rigidez de los elementos estructurales trabajando en conjunto generan que el comportamiento global de la estructura sea bastante bueno y cumpla con los chequeos del análisis modal espectral tanto en periodos, torsiones, acumulaciones de masa, cortantes dinámico y estático y derivas de piso y, por otra parte, al realizarse el análisis no lineal (Pushover) la estructura también cumpla con los niveles de desempeño esperados de acuerdo con la ocupación que esta posee. Como se entiende que al realizar un levantamiento de información en campo se suelen asumir ciertos datos como una práctica frecuente empleada en la evaluación de estructuras, este caso no fue la excepción, se asumieron los armados de los elementos estructurales tomando como base los mínimos de la normativa NEC-SE-HA.

Este es el motivo de que la capacidad para resistir cargas de los elementos estructurales no sea suficiente, pero como las secciones, rigidez y ductilidad de la estructura está en función de las inercias y armados transversales de los elementos (Como principales aportantes) se observa que si cumple satisfactoriamente el desempeño al realizar el análisis no lineal.

A continuación, se detalla cada técnica a utilizar para el reforzamiento tanto de vigas como de columnas:

- **Reforzamiento de vigas**

Como técnica a usar para el reforzamiento de la viga se plantea un encamisado metálico que consiste en recubrir las vigas con ángulos de acero en la parte inferior y ángulos de acero en la parte superior, entre la viga y la losa, estos ángulos han de estar sujetos con pernos a la losa, la manera de conectar este par de ángulos es usando unas láminas de acero de espesor máximo igual o menor del espesor de cada ángulo para hacer posible la soldadura entre ellos.

Para garantizar la unión entre el encamisado metálico y la viga, es necesario realizar unas perforaciones a través de la viga y las láminas metálicas laterales y ajustándolas con un perno transversal que se desarrolla en toda la sección.

En la siguiente figura se puede observar el resultado final del reforzamiento en obra:

Figura 119: Reforzamiento de viga con encamisado metálico

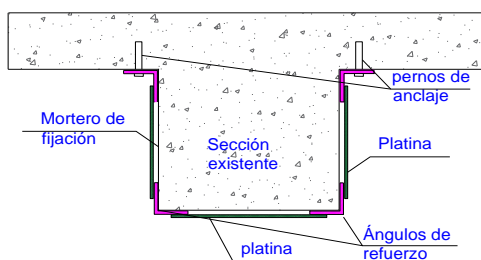


Fuente: Horse Construction Company China, 2019

Para conseguir una correcta ubicación de los perfiles en obra se debe cumplir con ciertos requisitos que se mencionan:

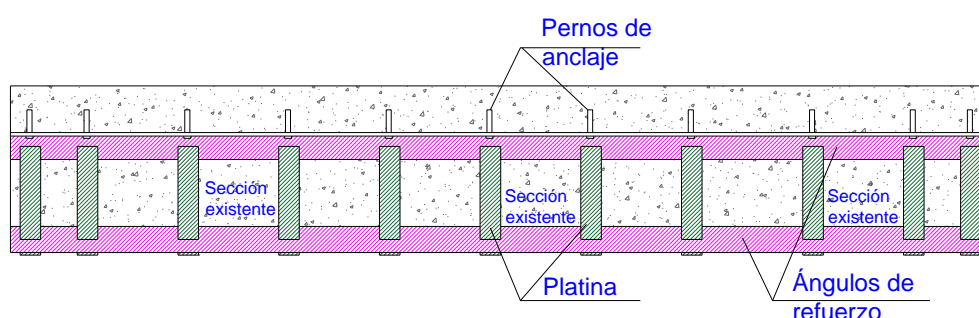
- El rango de espesores de los ángulos varía desde 6.4 mm hasta 19.1 mm cuidando que estos espesores sean mayores o máximo iguales a los de las platinas.
- Las platinas de acero que unen los ángulos deberán tener un espesor mínimo de 6.4 mm y un espesor máximo de 12.7 mm.
- El mortero que garantiza la unión entre el encamisado y la sección antigua de hormigón debe tener una resistencia mínima la compresión de 300 Kg/cm².
- Las platinas se deben colocar en dirección paralela a la sección transversal del elemento a ser reforzado.
- La longitud de la platina es igual al espacio libre entre ángulos más la longitud del ala del ángulo.
- La relación de la separación del centro de cada solera debe estar entre 1/5 y 1/3 y en ningún caso debe ser mayor a 0.5 veces el peralte efectivo.

Figura 120: Detalle de la sección



Fuente: Barrera Erik

Figura 121; Sección longitudinal de la viga encamisada



Fuente: Barrera Erik

Para el diseño de los ángulos necesarios y platinas se va a realizar un proceso iterativo tomando como objetivo la comparación entre la demanda de la viga más crítica y la capacidad de esa misma viga reforzada con ángulos y platinas que tomarán como últimos aquellos que aporten la capacidad necesaria a la viga para soportar las solicitaciones.

Para la comprobación de la capacidad de la viga reforzada se usará la parte de Section Designer que ofrece el programa.

En la siguiente tabla se presenta la sollicitación de la viga más demandada, esta se encuentra en el eje 5, entre el eje H e I, del nivel 3.24.

Tabla 79: Momentos demandantes para la viga

	End-I Design M_u tonf-m	End-I Rebar Area cm^2	Middle Design M_u tonf-m	Middle Rebar Area cm^2	End-J Design M_u tonf-m	End-J Rebar Area cm^2
Top (+2 Axis)	-12.35	12.74	-6.75	6.38	-10.89	11.00
Combo	1.2D + L - Ex		Dinam1.2D + L - Ey		1.2D + L + Ex	
Bot (-2 Axis)	9.44	9.31	9.67	9.57	7.64	7.32
Combo	Dinam1.2D + L - Ey		1.2D + 1.6L		Dinam1.2D + L - Ey	

Fuente: Etabs 2016

Los ángulos que se usarán en el reforzamiento son de tipo de acero ASTM A36 y constan de las siguientes características geométricas:

Tabla 80: Dimensiones y características de los ángulos

DIMENSIONES		PESO		ÁREA	
Denominación	mm		Kg/m	Kg/6m	cm ²
	a	e			
AL70x6	70	6	6.32	38.28	8.05

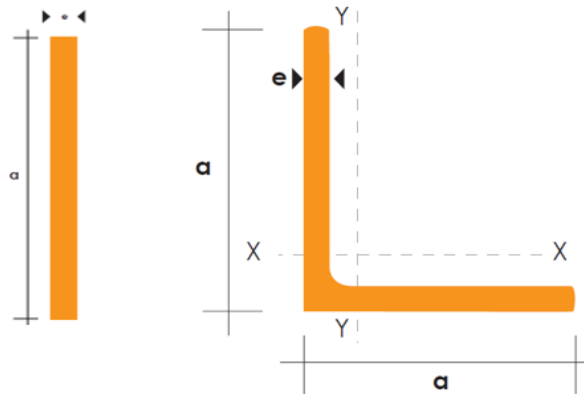
Fuente: Catálogos de acero de DIPAC.

Tabla 81: Dimensiones y características de la platina

DIMENSIONES		PESO		ÁREA	
Denominación	mm		Kg/m	Kg/6m	cm ²
	a	e			
PLT25x4	50	4	0.79	4.71	1.00

Fuente: Catálogos de acero de DIPAC.

Figura 122: Secciones de los elementos de acero



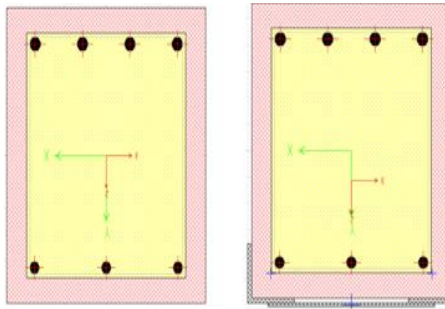
Fuente: Catálogos de acero de DIPAC.

Una vez seleccionados los elementos que se usarán en el reforzamiento, se obtiene la capacidad de la viga tanto con su armado original como con su reforzamiento, todo esto mediante el apoyo del software SAP 2000 y su apartado Section Designer.

Las gráficas arrojadas por el Software corresponden al Momento – Curvatura ($M-\phi$), la idea es determinar la capacidad de la viga y compararla con la demanda que tiene esta viga en la estructura.

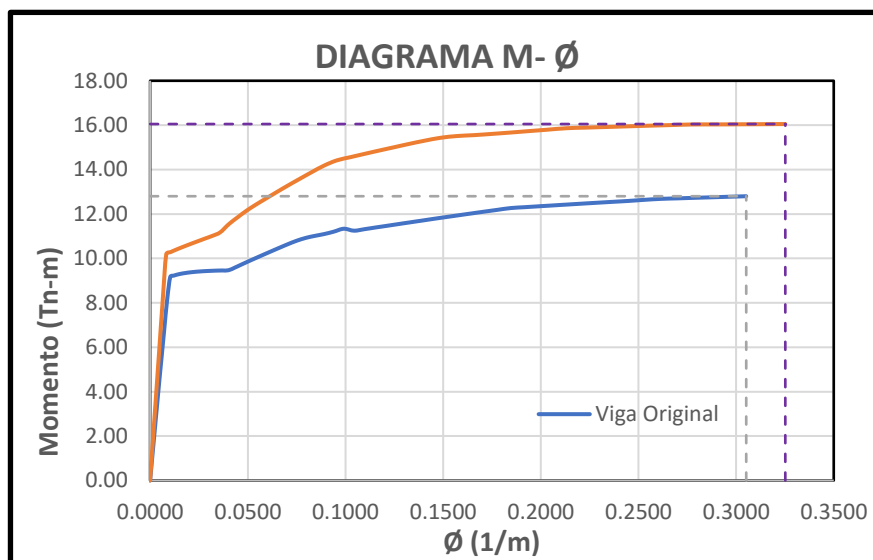
Las siguientes figuras muestran el modelado de la viga original y el modelado del reforzamiento en la misma viga.

Figura 123: Sección de viga original y Reforzada



Fuente: SAP 2000

Figura 124: Diagrama Momento- Curvatura de V30x35



Fuente: Barrera Erik

Con base en la figura anterior se puede afirmar que el reforzamiento sin duda alguna aumenta la capacidad de la viga pues se observa que la viga existente posee un momento de fluencia $M_y = 8.82 \text{ Tn-m}$ y un momento último $M_u = 12.80 \text{ Tn-m}$, por otra parte, la viga reforzada presenta un momento de fluencia $M_y = 9.98 \text{ Tn-m}$ y un momento último $M_u = 16.05 \text{ Tn-m}$.

Cuando ya se han obtenido las curvas de momento-curvatura para cada estado de la sección se presentan entonces la idealización bilineal de la viga reforzada y los límites de deformación para la misma.

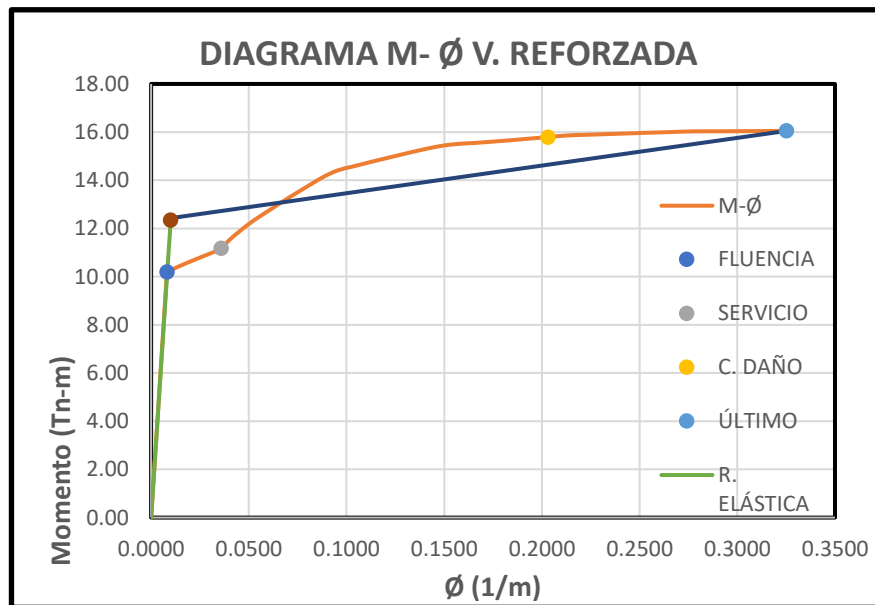
Tabla 82: Límites de deformación

LÍMITES DE DEFORMACIÓN GOBERNANTES		
LÍMITE	$\emptyset(1/m)$	M (Tn)
Fluencia	0.0083	10.19
Servicio	0.0359	11.18
C. Daño	0.2031	15.79
Último	0.3252	16.05

Fuente: Barrera Erik

En la tabla anterior se muestra las deformaciones predominantes, se señala que son predominantes porque en la teoría se habla que se toma la curvatura y el momento en función de una deformación del concreto o acero, la que se da en primer lugar.

Figura 125: Límites de deformación e idealización bilineal



Fuente: Barrera Erik

De la tabla N° 79 se puede obtener que el momento de demanda máximo que puede tener una viga en el Nv + 3.24 es de 12.35 Tn-m, al graficar este punto en la bilinealización de la curva de capacidad de la sección reforzada se puede notar que este se encuentra entre el límite de deformación de fluencia y el de servicio, entonces se concluye que el elemento posee la capacidad adecuada para soportar dicha sollicitación.

Debido a que las solicitaciones están aproximadas al valor de la demanda máxima, se plantea el reforzamiento de todas las vigas de hormigón de la estructura.

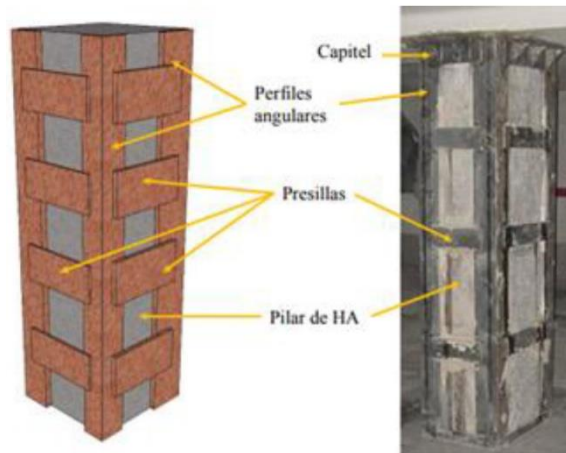
- **Reforzamiento de columnas**

Así como en el caso anterior, para el reforzamiento de columnas se emplea también la técnica del encamisado con perfiles metálicos tipo L y unidos por platinas de acero, de tal manera que confinen a la columna en su totalidad, los parámetros para la realización de este reforzamiento, así como el análisis de las secciones y capacidad del elemento con su reforzamiento se lo realiza en esta sección.

En la figura N°49 se muestra las solicitaciones para la viga más demandada en la planta baja que es justamente la columna de sección de 40cm x40cm, las demás columnas que fallan en ese nivel son de la misma sección, por otro lado, las columnas que fallan en la planta alta son aquellas de 30cm x 30cm únicamente por lo que se pretende realizar el reforzamiento para estos dos tipos de columnas con sus respectivas solicitaciones críticas.

En la siguiente figura se muestra un esquema del reforzamiento en obra:

Figura 126: Encamisado metálico en columnas



Fuente: Abella, 2012

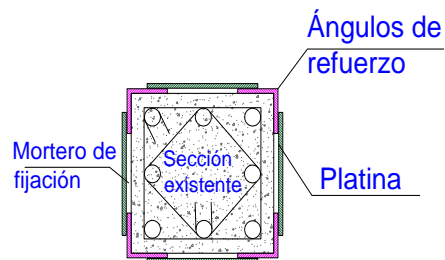
En lo posible la longitud de los perfiles debe ir desde la cimentación hasta el capitel, aunque hay autores que sujetan que para que se garantice la entrada de la carga, el refuerzo debe iniciarse un piso arriba del que se necesite reforzar.

Los mecanismos de transmisión de carga entre acero y hormigón son dos:

- Transmisión directa mediante la cabeza del pilar.
- Transmisión de cargas por rasante en área de contacto hormigón-acero

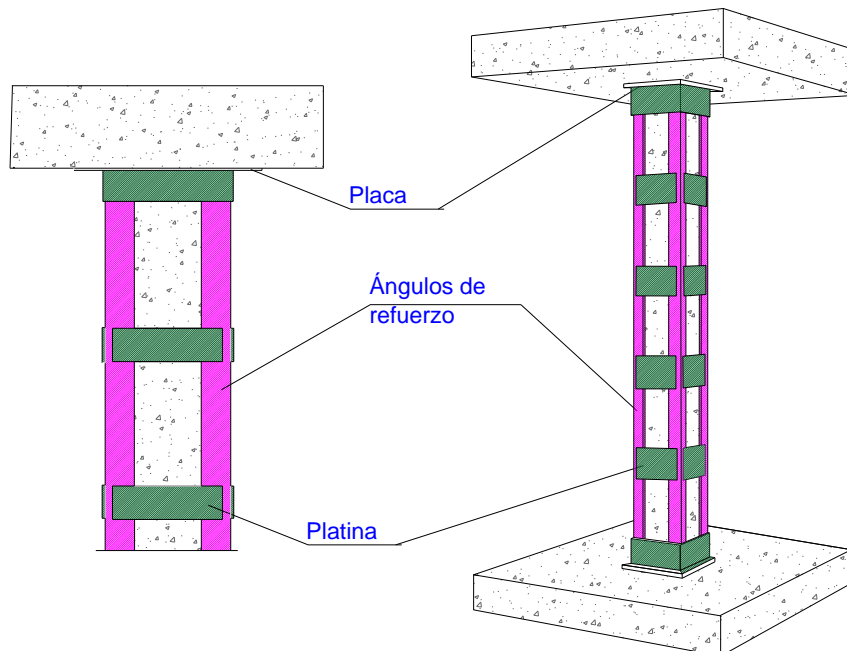
Para que estos mecanismos de transmisión se puedan dar es importante que se sigan las mismas recomendaciones o parámetros que se revisaron para el caso de encamisados metálicos en vigas, de esa manera se podrá prever cómo trabajará el sistema.

Figura 127: Sección transversal de la columna encamisada



Fuente: Barrera Erik

Figura 128: Sección longitudinal de la columna encamisada



Fuente: Barrera Erik

Para el diseño de los ángulos necesarios y platinas se va a realizar un proceso iterativo tomando como objetivo la comparación entre la demanda de las columnas más críticas, que en este caso son las correspondientes a los ejes G4 de la primera planta y sección

de 40 cm x 40 y la correspondiente al eje H5 de la planta alta correspondiente a la sección de 30cm x 30cm, y la capacidad de esas mismas columnas reforzadas con ángulos y platinas que tomarán como últimos aquellos que aporten la capacidad necesaria a la columna para soportar las solicitaciones.

Para la comprobación de la capacidad de la columna reforzada se usará el apartado de Section Designer que ofrece el programa.

En la siguiente tabla se presenta la solicitación de la columna de 40cm x 40cm más demandada con relación a las que poseen su misma sección y su mismo armado, esta se encuentra en el eje G4 de la planta baja.

Tabla 83: Solicitaciones de cargas y momentos para C. 40x40

Level	Element	Section ID	Combo ID	Length (m)	Width	deep
Story1	C10	C40x40	Dinam1.2D + L - Ey	3.24	0.4	0.4
Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
34.10	-12.23	2.24	0.93	0.93	1.01	1.23

Fuente: Etabs, 2016

La siguiente tabla presenta la solicitación de la columna de 30cm x 30cm más demandada con relación a las que poseen su misma sección y su mismo armado, esta se encuentra en el eje H5 de la planta alta.

Tabla 84: Solicitaciones de cargas y momentos C. 30x30

Level	Element	Section ID	Combo ID	Length (m)	Width	deep
Story2	C11	C30x30	Dinam1.2D + L - Ey	3.24	0.3	0.3
Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
12.08	-6.1	1.95	0.29	0.29	1.01	1.205

Fuente: Etabs, 2016

Como para el caso del reforzamiento de vigas se va usar ángulos y platinas de acero ASTM A36, las características geométricas de estos elementos se muestran a continuación:

Tabla 85: Características geométricas del ángulo

DIMENSIONES		PESO		ÁREA	
Denominación	mm		Kg/m	Kg/6m	cm ²
	a	e			
AL50x4	50	4	3.02	18.33	3.84

Fuente: Barrera Erik

Tabla 86: Características geométricas de la platina para C. 30x30

DIMENSIONES		PESO		ÁREA	
Denominación	mm		Kg/m	Kg/6m	cm ²
	a	e			
PLT50x4	50	4	0.89	5.37	1.15

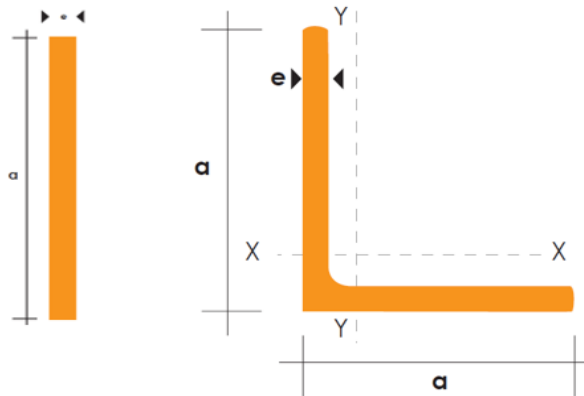
Fuente: Barrera Erik

Tabla 87: Características geométricas de la platina para C. 40x40

DIMENSIONES		PESO		ÁREA	
Denominación	mm		Kg/m	Kg/6m	cm ²
	a	e			
PLT50x3	50	3	0.69	3.53	0.75

Fuente: Barrera Erik

Figura 129: Dimensiones de los ángulos y platinas de acero

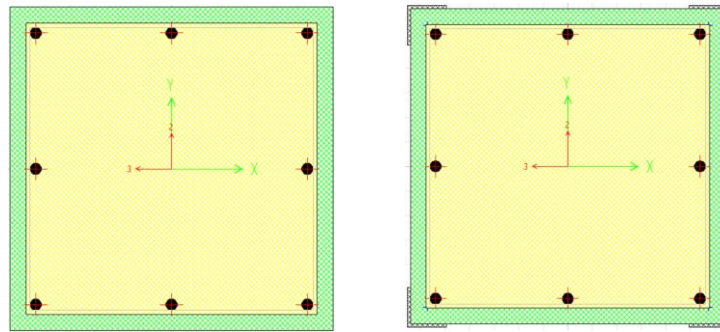


Fuente: Catálogos de acero de DIPAC.

Para reforzar las columnas de 40cmx 40cm de la planta baja se va a utilizar ángulos de 50mm de ala y 4 mm de espesor los cuales serán unidos por platinas de un espesor de 3mm y una longitud de 50 mm por ser la que existe en el mercado.

Para el modelado de la sección y su reforzamiento correspondiente se va a usar el software SAP 2000 con su apartado de section designer, este ayudará a obtener la capacidad del elemento para luego compararla con la demanda sobre dicho elemento.

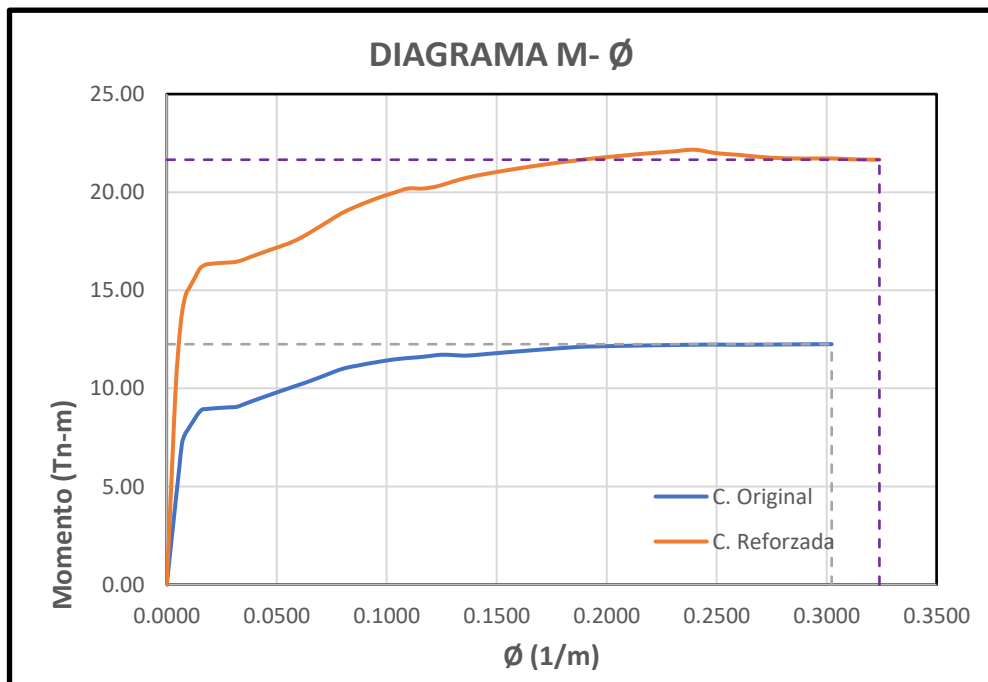
Figura 130: Secciones de columna original y reforzado



Fuente: SAP 2000

A continuación, se presenta el gráfico de momento curvatura de la sección de columna en su estado original y con su reforzamiento, para verificar el aumento de capacidad cuando se ha realizado el reforzamiento.

Figura 131: Diagrama Momento-Curvatura Col. 40x40



Fuente: Barrera Erik

De la figura anterior se puede observar que el reforzamiento aumenta la capacidad de la columna, pues se observa que la columna existente posee un momento de fluencia

$M_y = 7.18 \text{ Tn-m}$ y un momento último $M_u = 12.25 \text{ Tn-m}$, por otra parte, la columna reforzada presenta un momento de fluencia $M_y = 13.79 \text{ Tn-m}$ y un momento último $M_u = 21.66 \text{ Tn-m}$.

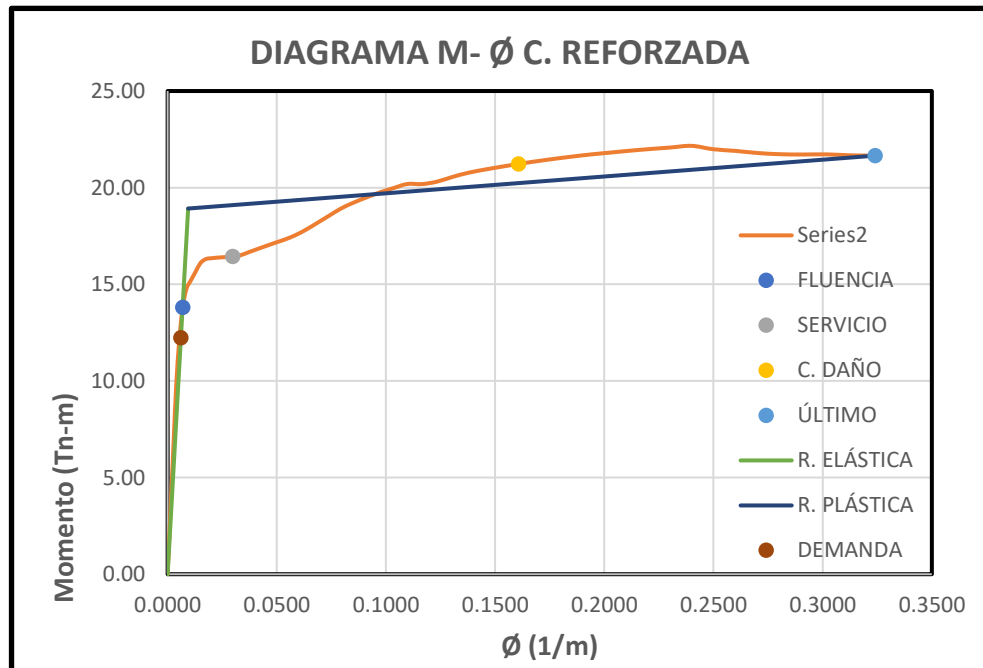
En la siguiente tabla se muestran los valores de los límites de deformación que serán utilizados en la posterior gráfica de momento-curvatura e idealización bilineal.

Tabla 88: Límites de deformación- Columna ref 40x40

LÍMITES DE DEFORMACIÓN GOBERNANTES		
LÍMITE	$\phi(1/m)$	M (Tn)
Fluencia	0.0069	13.79
Servicio	0.0298	16.43
C. Daño	0.1606	21.22
Último	0.3240	21.66

Fuente: Barrera Erik

Figura 132: Momento-curvatura de col. reforzada 40x40



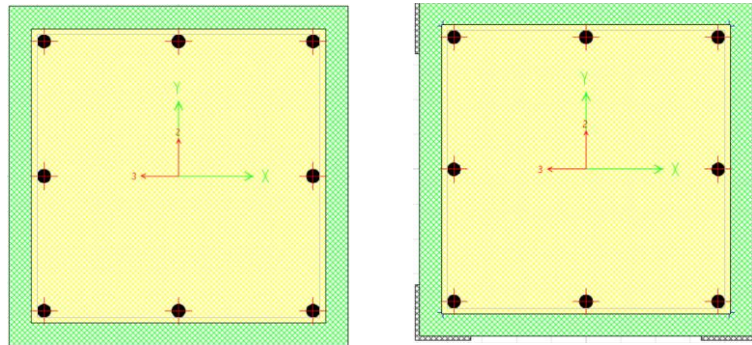
Fuente: Barrera Erik

Se observa que la demanda se encuentra en el rango del comportamiento elástico de la sección, lo que muestra que el reforzamiento es capaz de cumplir con los

requerimientos de la sección y brindarle la capacidad necesaria para que esta pueda desarrollarse sin problema alguno.

Por otro lado, se presenta el gráfico de la sección y de momento curvatura de la sección de columna de 30cm x 30cm en su estado original y con su reforzamiento, para verificar el aumento de capacidad cuando se ha realizado el reforzamiento

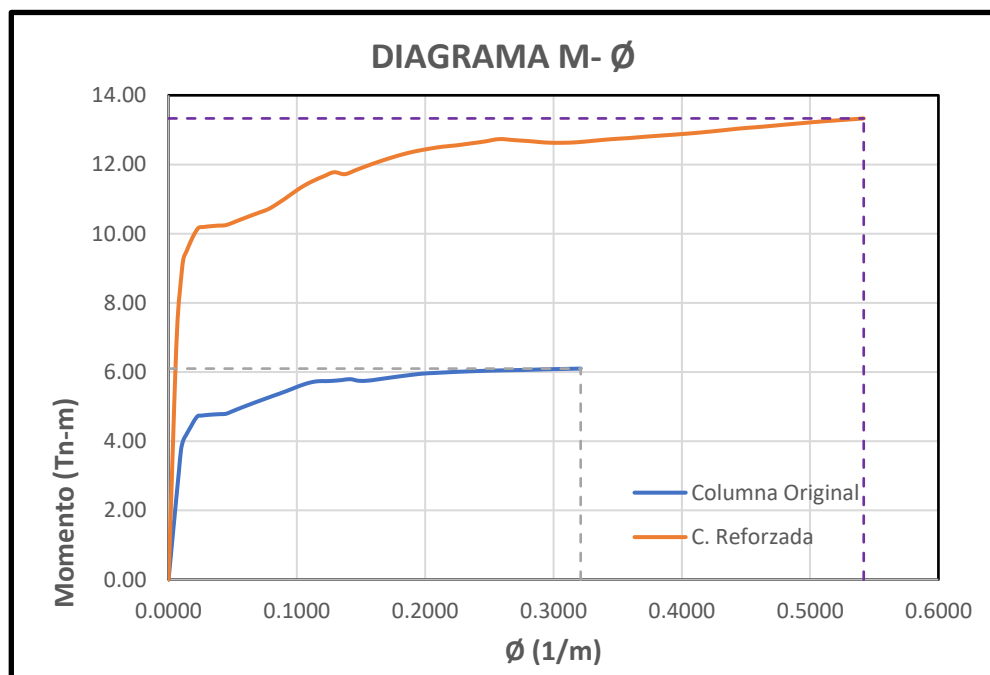
Figura 133: Secciones de columna original y reforzado C. 30x30



Fuente: SAP 2000

A continuación, se presenta el gráfico de momento curvatura de la sección de columna en su estado original y con su reforzamiento, para verificar el aumento de capacidad cuando se ha realizado el reforzamiento

Figura 134: Diagrama Momento-Curvatura Col. 40x40



Fuente: Barrera Erik

En la figura anterior se puede observar que la capacidad de la columna con el reforzamiento es mayor que la columna sin reforzar, la columna existente posee un momento de fluencia $M_y = 3.75 \text{ Tn}\cdot\text{m}$ y un momento último $M_u = 6.10 \text{ Tn}\cdot\text{m}$, por otra parte, la columna reforzada presenta un momento de fluencia $M_y = 8.46 \text{ Tn}\cdot\text{m}$ y un momento último $M_u = 13.33 \text{ Tn}\cdot\text{m}$.

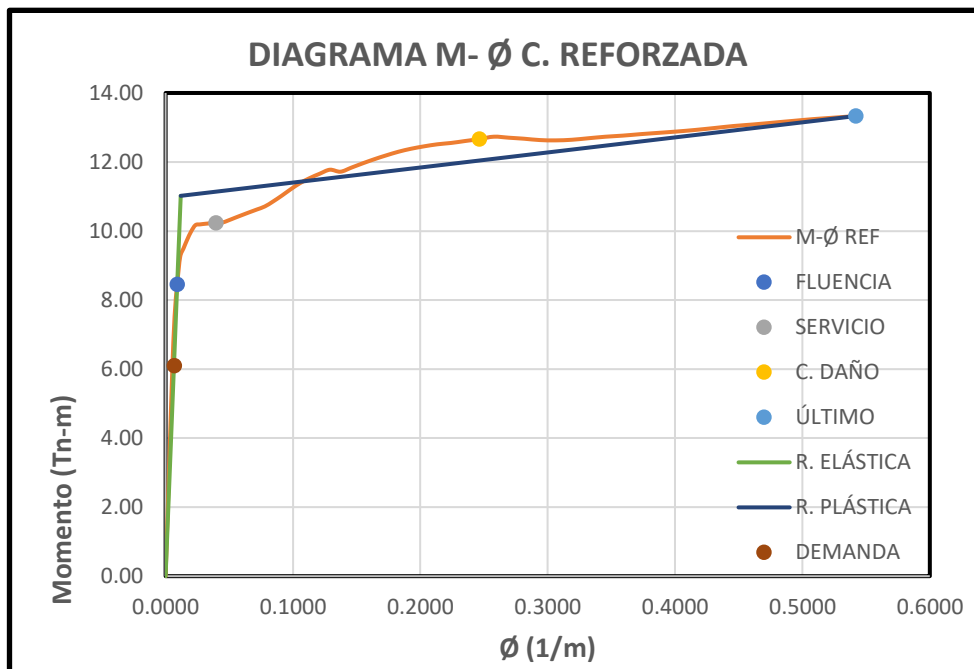
En la siguiente tabla se muestran los valores de los límites de deformación que serán utilizados en la posterior gráfica de momento-curvatura e idealización bilineal.

Tabla 89: Límites de deformación- Columna ref 30x30

LÍMITES DE DEFORMACIÓN GOBERNANTES		
LÍMITE	$\phi(1/m)$	M (Tn)
Fluencia	0.0091	8.46
Servicio	0.0396	10.24
C. Daño	0.2463	12.66
Último	0.5418	13.33

Fuente: Barrera Erik

Figura 135: Momento-curvatura de col. reforzada 30x30



Fuente: Barrera Erik

Se observa que la demanda se encuentra en el rango del comportamiento elástico de la sección, lo que muestra que el reforzamiento es capaz de cumplir con los

requerimientos de la sección y brindarle la capacidad necesaria para que esta pueda desarrollarse sin problema alguno.

Para el problema de columna corta que presenta la edificación en las columnas del eje D, se plantea el mismo encamisado con ángulos y platinas con la única diferencia de que las platinas serán dispuestas con una separación de 10 cm utilizando las mismas secciones de la tabla 67 para la platina y de la tabla 85 para el ángulo, el detalle de este reforzamiento se muestra en los detalles de reforzamiento del ANEXO A.

3.2. Comprobación de hipótesis

Basándose en el análisis realizado al edificio del Hospital Veterinario de la Universidad Técnica de Ambato con la aplicación de la metodología cuantitativa, se puede comprobar que la edificación no posee nivel de amenaza significativo, esto debido a que El desempeño se cumple para todos los niveles de amenaza sísmica, por otra parte, si bien es cierto que la capacidad para soportar las solicitaciones por ciertos miembros estructurales no es suficiente, la implementación de reforzamiento a nivel local corrige estas deficiencias.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- De la realización de ensayos preliminares se observa que para el caso de la resistencia a compresión del hormigón en los elementos estructurales se obtuvo un valor medio de 212.8 Kg/cm² y que por motivos conservadores y prácticos se optó por tomar un valor de 210 kg/cm², valor obtenido mediante la utilización de un esclerómetro digital.
- De la realización de los ensayos preliminares se observa que para el caso del perfil de suelo en el que se emplaza la estructura se utilizó el método del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) obteniendo un valor promedio de golpes de $N = 30$, número que se encuentra en el rango $50 > N \geq 15$, una velocidad de onda de corte $V_s = 314.11$ m/s misma que se encuentra dentro del rango 360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s. Según los datos mencionados anteriormente y en conformidad con la NEC 2015 corresponden a un perfil de suelo tipo D.
- Por la realización del análisis modal espectral se observa que el periodo fundamental de la estructura es de 0.38 segundos, las torsiones en los dos primeros modos de vibración son del 1.05% en X y de 5.94% en Y siendo el valor máximo admitido 30%, el cortante basal dinámico con relación al cortante basal estático es del 86% en ambos sentidos siendo el 85% como límite mínimo y derivas inelásticas de piso en X del 1.7% en Y del 1.98%. Valores que cumplen con lo dispuesto en la NEC – SE -DS 2015.
- La evaluación de vulnerabilidad sísmica por el método cualitativo (Evaluación Rápida Visual) con la utilización de los formularios brindados por la FEMA 154 arrojó un valor de 0.6 mientras que mediante la utilización de los formularios proporcionados por la Guía de Evaluación y Rehabilitación Estructural con la utilización de la NEC arrojó un valor de 1.8 lo cual denota una alta vulnerabilidad sísmica en la estructura y obliga a realizarse la evaluación por métodos cuantitativos.

- Se verificó la capacidad de los elementos estructurales (Vigas – Columnas) observando que la viga más demandada requiere una cuantía de acero de 1.21% que por una parte sobrepasa el acero máximo permitido que para esta viga es de 1.11% y por otro lado es mucho mayor al que se asume está en obra que es del 0.51%, para el caso de las columnas se observa que existen dos tipos de columnas que sobrepasan el ratio demanda/capacidad, en la planta baja las de sección de 40cm x 40cm cuya columna más demandada tiene un ratio de 1.23 y en la planta alta las de sección de 30cm x 30cm cuya columna más demandada posee un ratio de 1.40 tendiendo como ratio máximo a 1 entonces estos elementos no tienen la capacidad para soportar las solicitaciones y que luego del análisis no lineal se tomó acciones de reforzamiento sobre ellas.
- Al realizar el análisis estático no lineal de la estructura bajo la guía de la metodología incremental (Pushover) y tomando como Niveles de desempeño los planteados por el comité de Visión 2000 se nota que para el sentido X, cuando la estructura ha sido sometida a un nivel de amenaza correspondiente a un sismo raro ($Tr = 475$ años), su desempeño se encuentra en Ocupación Inmediata y que para un nivel de amenaza por un sismo muy raro ($Tr = 2500$ años) su desempeño se encuentra en seguridad de vida, asimismo para el sentido Y cuando la estructura ha sido sometida a un nivel de amenaza correspondiente a un sismo raro ($Tr = 475$ años), su desempeño se encuentra en Ocupación Inmediata y que para un nivel de amenaza por un sismo muy raro ($Tr = 2500$ años) su desempeño se encuentra en el límite de seguridad de vida, lo cual muestra que la estructura tiene un desempeño óptimo, un desempeño esperado para este tipo de estructuras.
- Se optó por realizar una propuesta de reforzamiento local para las vigas y columnas que se encuentran en conflicto de capacidad para soportar sus solicitaciones, este reforzamiento consiste en un encamisado metálico compuesto por ángulos y platinas, de los resultados obtenidos mediante el análisis de estas secciones reforzadas se observó que la capacidad a resistir esfuerzos de estas secciones se elevó considerablemente como se esperaba.

4.2. Recomendaciones

- Se recomienda contar con todos los equipos para la toma de datos y realización de ensayos preliminares de la estructura debido a que en evaluaciones estructurales, si bien es cierto es inevitable asumir ciertos datos se procure asumir los mínimos posibles.
- Debido a la disonancia de resultados entre el método cuantitativo y cualitativo para la evaluación estructural es importante mencionar que debido a que el método de Evaluación Visual Rápida (Cualitativo) demanda de un profesional bien entrenado y experimentado, en ese campo, para la obtención de resultados más certeros es recomendable, de ser posible, evaluar las estructuras siempre con el método cuantitativo.
- Si se pretende realizar un reforzamiento global de la estructura con el fin de disminuir derivas, en lo posible utilizar métodos de reforzamiento que impliquen disipadores sísmicos debido a que estos disminuyen el periodo, por ende derivas) sin afectar a la rigidez y por ende demanda de sismo aplicada sobre la estructura.
- En el reforzamiento con encamisado metálico sobre las vigas y columnas se recomienda la utilización de un aditivo fijador entre la sección del elemento existente y el elemento metálico colocado, este aditivo fijador bien podría ser un epóxido o simplemente mortero.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. Martínez, “Análisis Comparativo De Las Normas De Diseño Sismo-Resistente En Los Países Latinoamericanos Colindantes Al Cinturón De Fuego,” *Tesis*, 2015, [Online]. Available: <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/1950>.
- [2] ESPOL, “La influencia de los terremotos en el desarrollo urbano,” 2014.
- [3] R. Aguiar, “Análisis Sísmico por Desempeño,” *ResearchGate*, vol. 0, no. 0, pp. 1–120, 2003.
- [4] L. X. Alemán García and L. F. Naranjo Quimbiulco, “Diseño Por Desempeño De Elementos Estructurales De Hormigón Armado Mediante Los Códigos Fema, Utilizando Etabs,” 2011.
- [5] G. Orellana and J. Parra, “Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aperturado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015),” 2017.
- [6] P. Bustelo, “El terremoto de Tohoku (Japón) de marzo de 2011: implicaciones económicas (ARI),” *ari*, pp. 1–5, 2011, [Online]. Available: <http://biblioteca.ribei.org/2085/1/ARI-72-2011.pdf>.
- [7] B. Espín and R. Tinoco, “Estudio del riesgo sísmico en el Ecuador,” no. 3, pp. 161–164, 1994, [Online]. Available: https://www.google.es/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&cad=rja&uact=8&ved=0CC4QFjAE&url=http://www.researchgate.net/profile/Bertrand_Guillier/publication/236143718_Estudio_del_riesgo_sismico_en_el_Ecuador/links/00b495165641004500000000.pdf&ei=QIXf.
- [8] MIDUVI, *Manual para la Regulación de Procesos Constructivos*. 2019.
- [9] Secretaría de Gestión de Riesgos, “RESEÑA HISTÓRICA DE GRAVES DESASTRES NATURALES EN EL ECUADOR,” *Journal of Chemical Information and Modeling*, vol. 3. p. 4, 2018.
- [10] P. Quinde and E. Angulo, “SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR ECUADOR AND DESIGN SPECTRA PROPOSED FOR THE CITY OF

- CUENCA,” vol. 26, no. 94, pp. 1–26, 2016.
- [11] MIDUVI, *Nec-Se-Ds*. 2015.
- [12] J. C. Santamarina, *NEC-SE-GM-2014*: 2014.
- [13] K. Ballesteros and D. Caisaguano, “Guía para la evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica de unidades educativas localizadas en la parroquia de Sangolquí, basada en la guía FEMA P-1000. Estudio de caso.,” pp. 1–297, 2020.
- [14] U. MENA, “Aspectos generales del riesgo sísmico,” 2012, p. 29.
- [15] D. Bonett, “Vulnerabilidad y daño sísmicos : concepto y evaluación,” in *Vulnerabilidad y daños simicos*, 1998, pp. 9–46.
- [16] G. Montalvo, “ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI.,” 2019.
- [17] O. Panamericana De La Salud, “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud Serie Mitigación de Desastres,” pp. 1–128, 2004, [Online]. Available: www.paho.org/spanish/ped/pedsres.htm.
- [18] MIDUVI, “Guia 5 Evaluacion Y Rehabilitacion de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, pp. 1–185, 2015.
- [19] W. Cando, O. Jaramillo, O. Bucheli, and X. Paredes, “EVALUACIÓN TÉCNICO-VISUAL DE ESTRUCTURAS SEGÚN NEC-SE-RE EN EL SECTOR ‘LA ARMENIA 1’ PARA LA DETERMINACIÓN DE RIESGO ANTE FENÓMENOS NATURALES ESPECÍFICOS,” 2018.
- [20] M. Castro-Herrera, “Inspección Sísmica Visual Rápida De Los Edificios De La Universidad De Piura Por El Método Fema 154,” 2019.
- [21] G. López and J. Verduga, “Evaluación del riesgo sísmico de estructuras de ductilidad limitada en la parroquia de Alóag, provincia de Pichincha,” 2019.
- [22] A. American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofi t of*

Existing. 2014.

- [23] J. Arrieta, “Comportamiento no lineal de estructuras,” 2020.
<http://www1.camino.upm.es/estructuras2/es/ asignaturas-optativas-de-master/master-ccp/comportamiento-no-lineal-de-estructuras/#:~:text=En la asignatura de Comportamiento,movimientos no son lo suficientemente.>
- [24] J. Torre, “Análisis estructural No Lineal,” no. May, 2006.
- [25] E. Lluís, “L Gil Espert,” in *ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CON COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL MATERIAL Y SU APLICACIÓN EN EL DISEÑO ASISTIDO DE ESTRUCTURAS*, .
- [26] C. Duarte, M. Martínez, and J. Santamaría, ““ ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD,” 2017.
- [27] A. Chang, “ESTUDIO DE RELACIONES MOMENTO-CURVATURA EN SECCIONES DE CONCRETO ARMADO Y CONCRETO PREESFORZADO SOMETIDAS A FLEXIÓN.,” 2015.
- [28] E. Enriquez, “ZO – DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO MODELO DE MANDER CONFINADO,” 1990.
- [29] J. Mander, “MODELO TEORICO TENSION-DEFORMACION PARA CONCRETO CONFINADO,” 2016.
- [30] C. Velásquez, “EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ROTACIÓN PLÁSTICA EN VIGAS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADAS «Эпидемиологическая безопасностьNo Title,” 2017.
- [31] S. Sánchez, “ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS RECRECIDOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA EN LA CIUDAD DE BARCELONA Memoria,” 2018.
- [32] J. Graces, *La Amenaza Sísmica. Estrategias Preventivas*. 2014.
- [33] G. Hernández, *Espectros De Demanda Y Capacidad*. 2007.

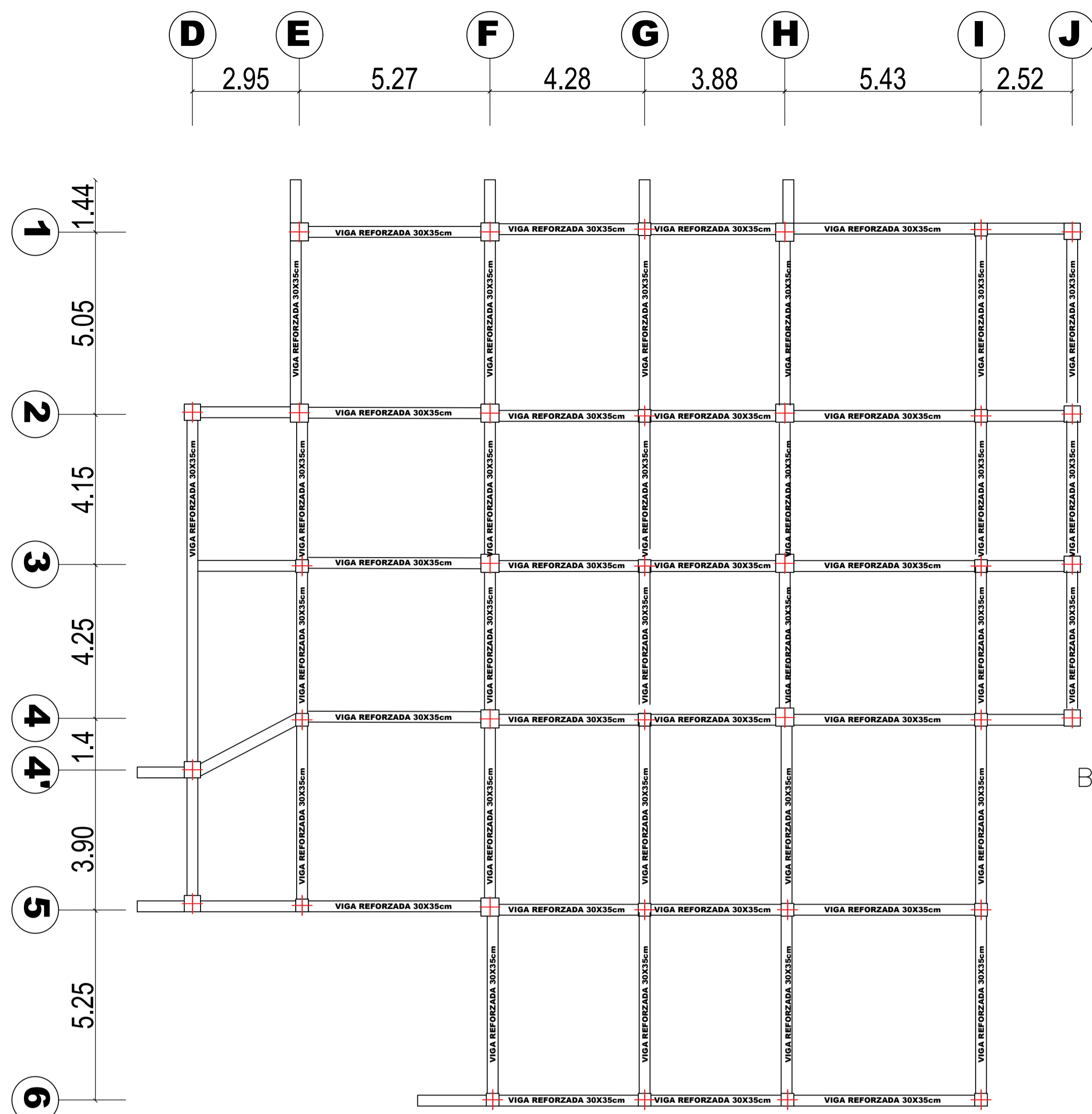
- [34] C. Reyes, “ESTUDIO COMPARATIVO DEL MODELO DE ROTULAS PLÁSTICAS POR EL MÉTODO DE LAS FIBRAS Y EL MODELO DE TABLAS DEL ASCE 41-13, APLICADO AL ANÁLISIS NO LINEAL DEL BLOQUE A DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA’ AUTOR:,” 2020.
- [35] R. Aguiar, D. Mora, and M. Rodriguez, “Rotación Para Elementos De Hormigón Armado Y Acero Con Asce / Sei 41 Y Sistema De Computación Ceinci-Lab Moment- Rotation and Moment-Curvature Diagram for Reinforced Concrete and Steel Elements With Asce / Sei 41 and Computer System Ceinci-Lab,” vol. 17, no. September, pp. 201–239, 2015.
- [36] O. Ortiz, “Algunas consideraciones respecto de los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas,” 2013.
- [37] P. Arias and P. Verdugo, “Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca.’ Autores:,” 2018.
- [38] A. Burbano and A. Cevallos, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA CÁMARA DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN CON PROYECCIÓN PARA EL INCREMENTO DE UN PISO ADICIONAL,” 2019.
- [39] B. Yugcha, “Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha. Trabajo,” 2018.
- [40] M. Daniel and D. José, “METODOLOGÍAS PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE MUROS DE CORTE Y FIBRAS DE CARBONO.’ AUTORES:,” 2013.
- [41] F. E. Barreras., “Determinación de características dinámicas de estructuras.,” pp. 1–30, 1999.
- [42] D. Fernández, “Estudio de la transmisión de vibraciones por impacto en losas de hormigón y mortero,” 2016.

- [43] American institute of steel construction, *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*. 2016.
- [44] C. Dany, “ANÁLISIS TEÓRICO EXPERIMENTAL DE LA VARIACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE ACERO. PROYECTO,” 2016.
- [45] INEN 3121, “HORMIGÓN ENDURECIDO. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTE. MÉTODO DE ENSAYO,” 2016.
- [46] B. Kirar, B. K. Maheshwari, and P. Muley, “Correlation Between Shear Wave Velocity (V_s) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region,” *Int. J. Geosynth. Gr. Eng.*, vol. 2, no. 1, pp. 1–11, 2016, doi: 10.1007/s40891-016-0047-5.

ANEXOS

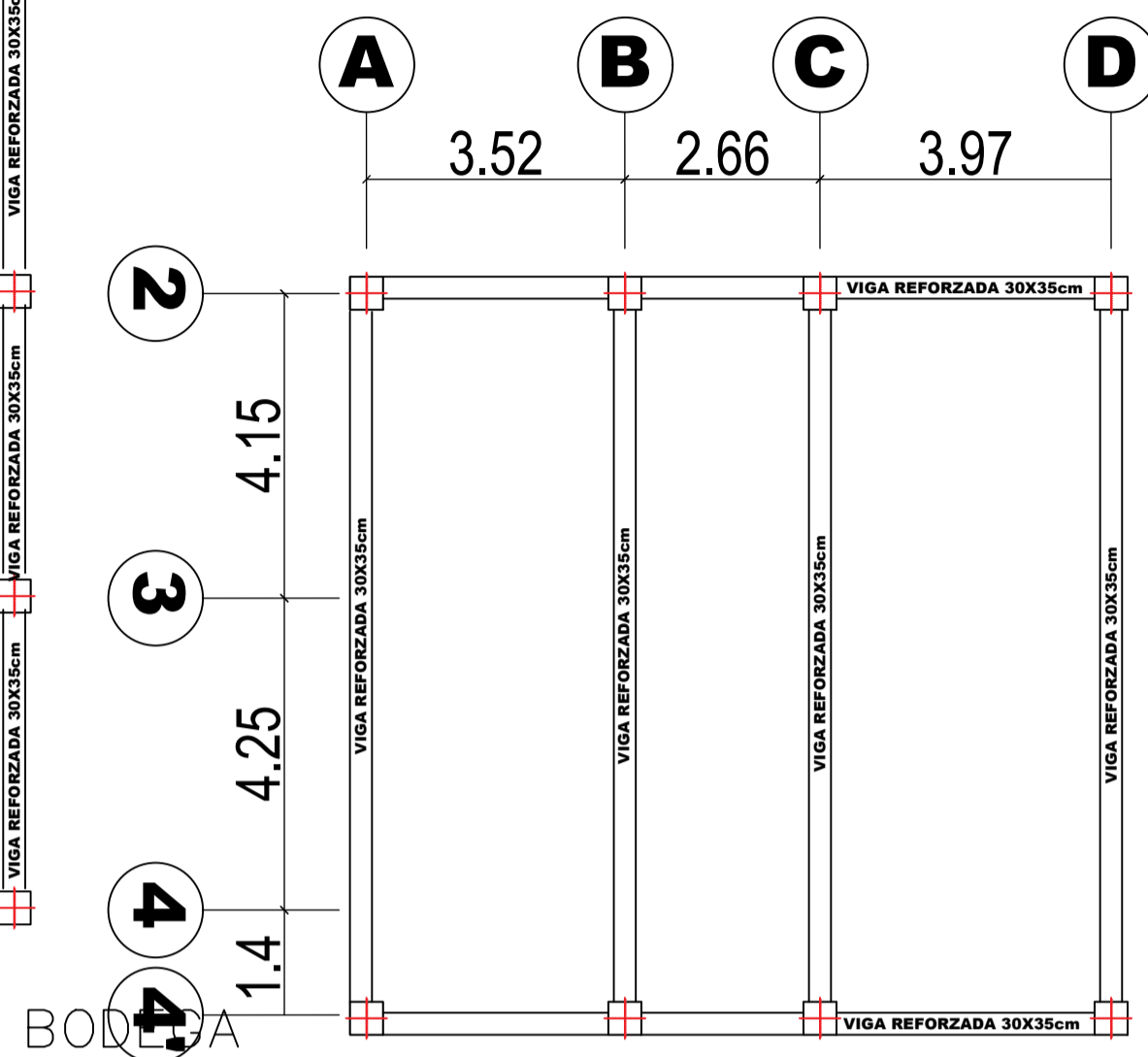
ANEXO A

**DETALLES ESTRUCTURALES DEL
REFORZAMIENTO DE VIGAS Y
COLUMNAS**



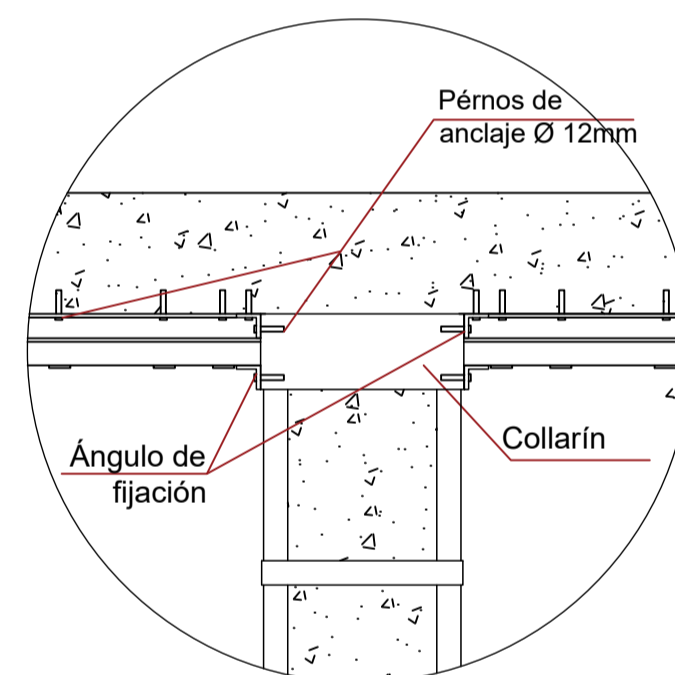
PLANTA BAJA Nv+3.24

ESCALA 1 - 100



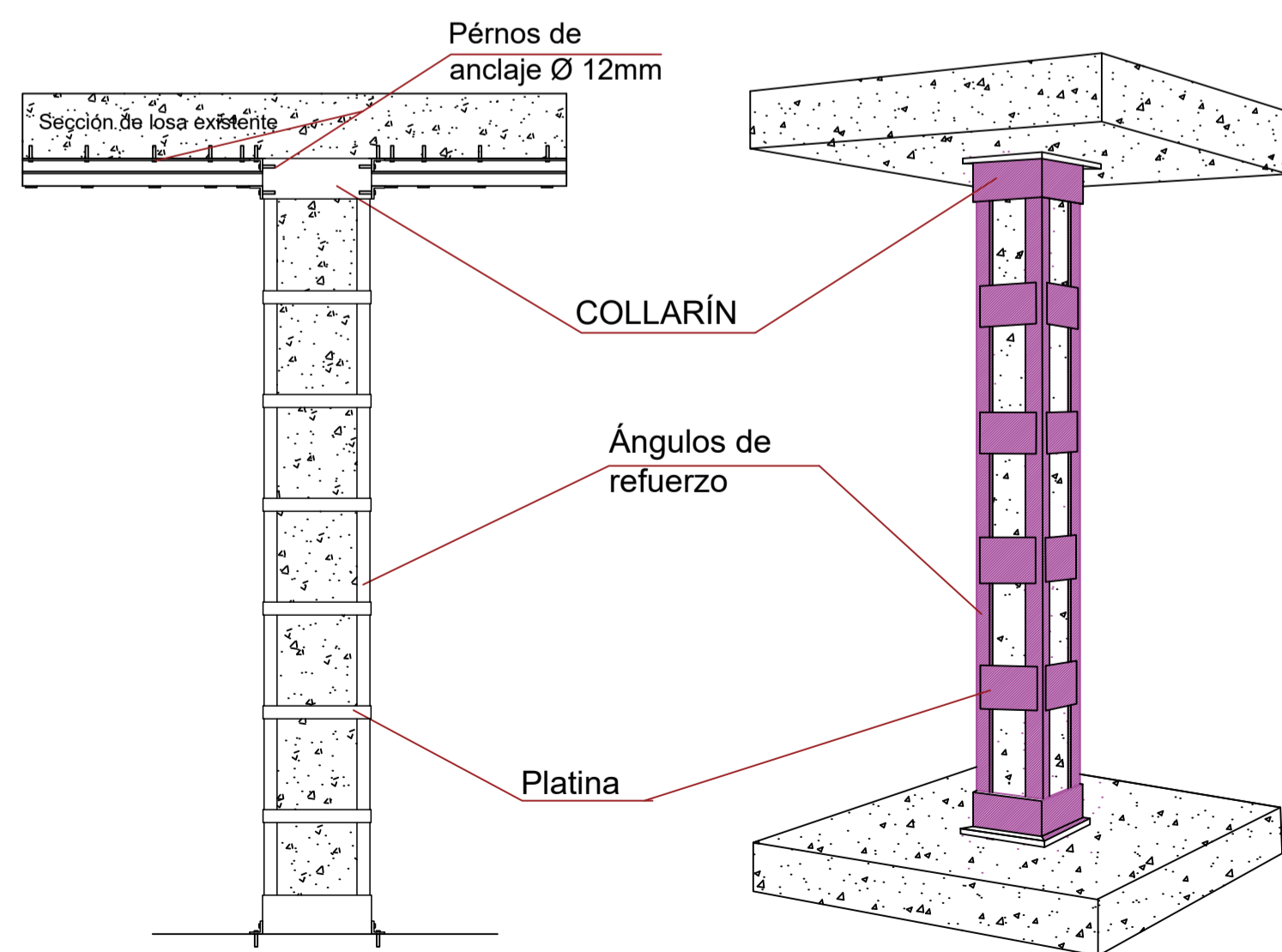
PLANTA Nv+4.10

ESCALA 1 - 100



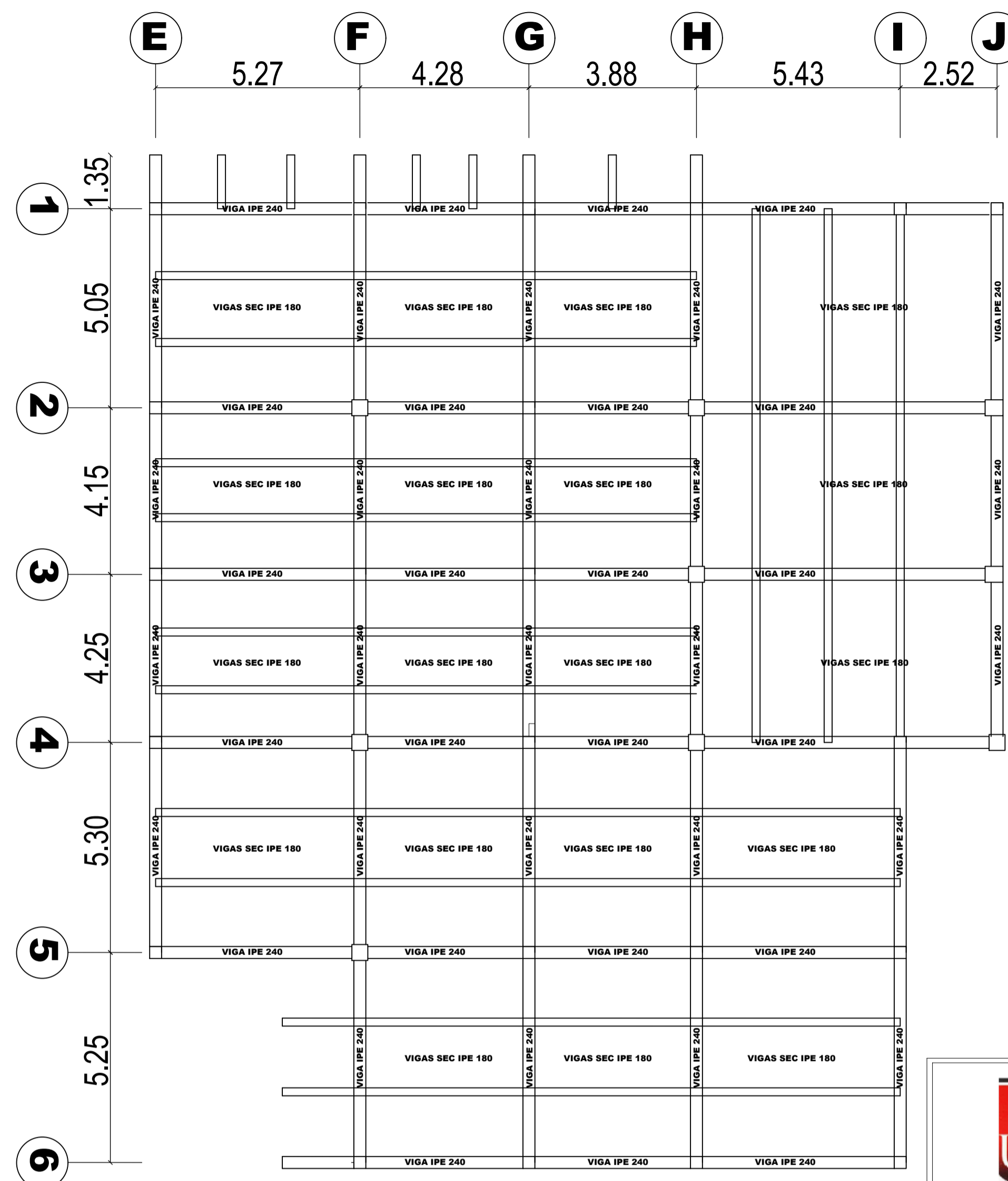
DETALLE UNIÓN DE REFUERZAMIENTO

ESCALA SE



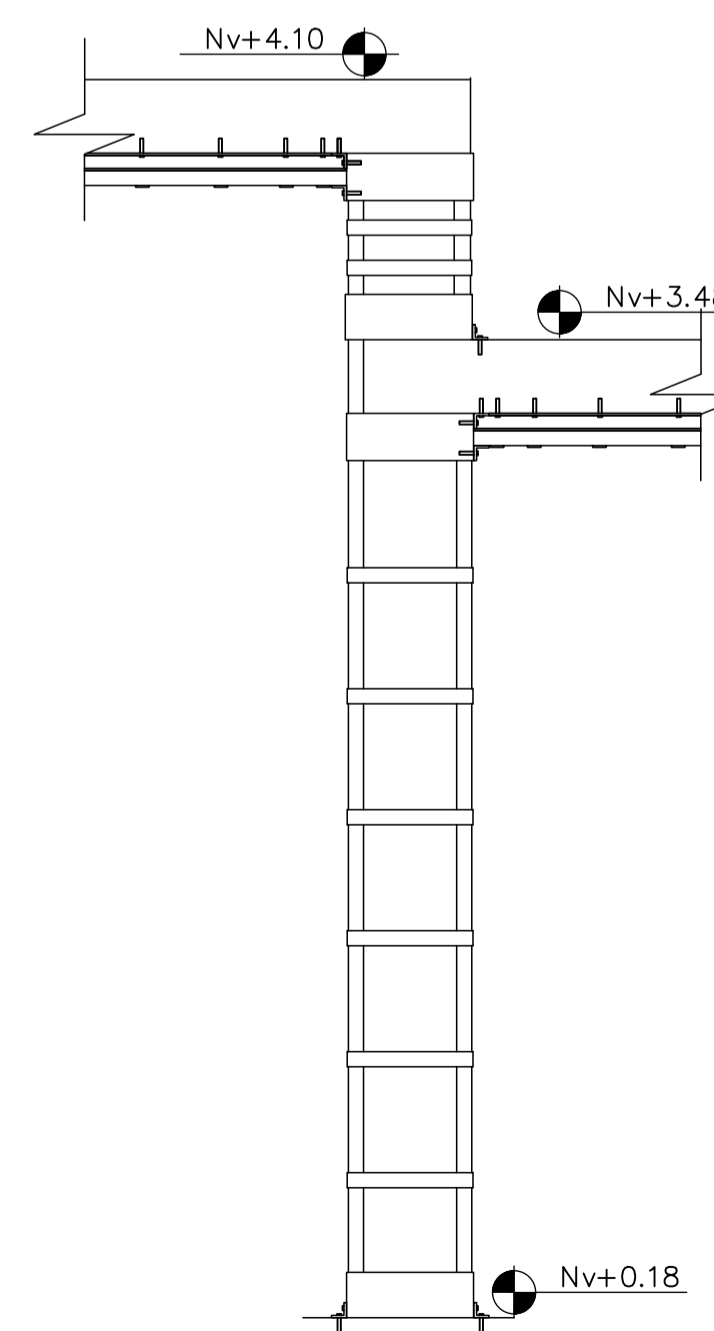
DETALLE DE REFUERZAMIENTO

ESCALA SE



PLANTA ALTA Nv+6.48

ESCALA 1 - 100



DETALLE DE REF. COLUMNA CORTA

ESCALA SE

CUADRO DE COLUMNAS REFORZADAS

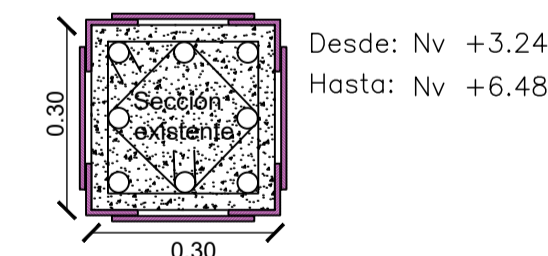
DETALLE DE COLUMNAS E 1, 2, 3, 4, 5, F 1, 3, 6, G 1, 2, 3, 4, 5, 6, H 1, 5, 6, I 1, 4, 5, 6, J 1.

N. DE COLUMNAS 22

SECCION 0.30x0.30

ÁNGULOS 4 AL 50mmx4mm

PLATINAS 4 PLT 50 mm x 4 mm @ 0.40 cm



Desde: Nv + 3.24
Hasta: Nv + 6.48

OBSERVACIONES: El encamisado metálico se debe fijar a la sección existente de alguna manera, esta puede ser mediante la utilización de mortero dosificación 1 : 1 o a su vez algún aditivo epóxico.

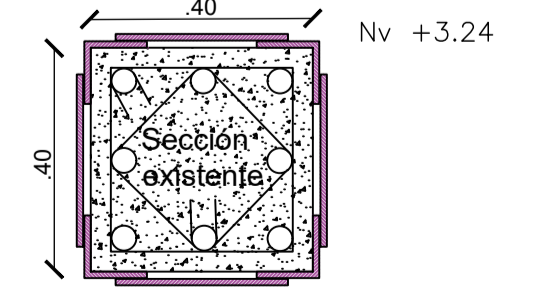
DETALLE DE COLUMNAS G 1, 2, 3, 4, 5, 6, H 1, 2, 3, 4, 5, 6, E 3, 4, 5, F 6, H 5, 6

N. DE COLUMNAS 18

SECCION 0.40 x 0.40

ÁNGULOS 4 AL 50mmx4mm

PLATINAS 4 PLT 50 mm x 4 mm @ 0.40 cm



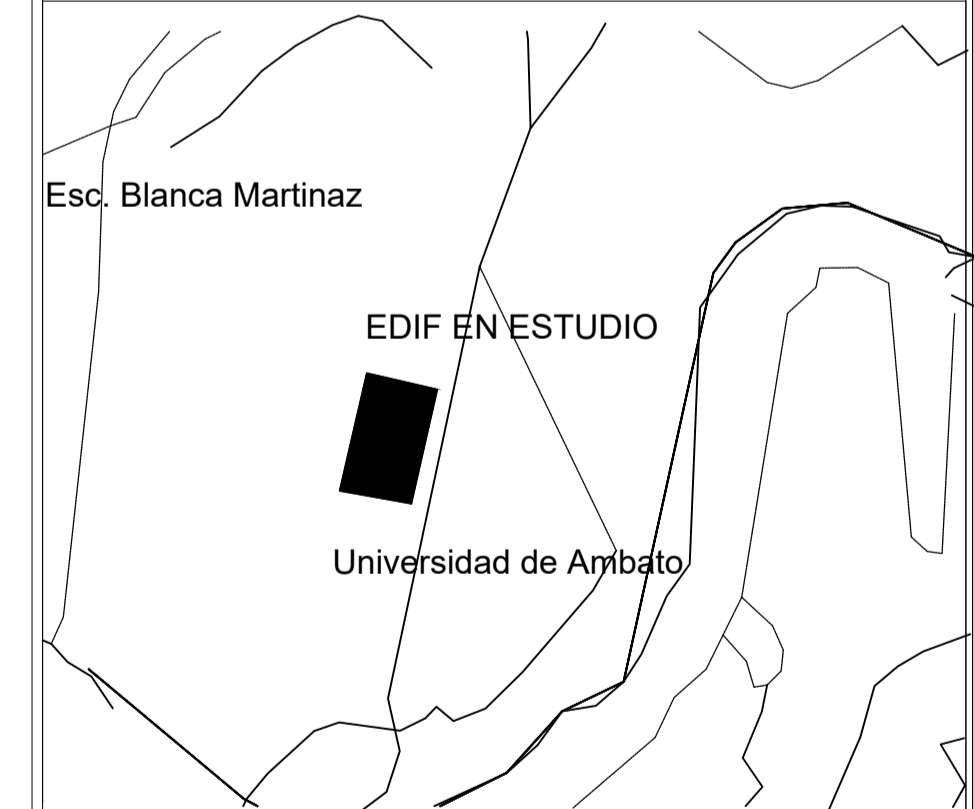
Nv + 3.24

OBSERVACIONES: El encamisado metálico se debe fijar a la sección existente de alguna manera, esta puede ser mediante la utilización de mortero dosificación 1 : 1 o a su vez algún aditivo epóxico.



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



PROYECTO:

Reforzamiento estructural del edificio del Hospital Veterinario de la Universidad Técnica de Ambato

UBICACIÓN:

El proyecto se ubica en la parroquia Querochaca, cantón Cevallos, provincia de Tungurahua

Diseño Estructural:

Testista: Erik Barrera

APROBÓ:

Ing. M. Sc. Maritza Ureña
Tutora del Proyecto

CONTIENE:

Reforzamiento de vigas
Encamisado de acero
Detalles del reforzamiento

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

JULIO 2021

LÁMINA:

E1 / 1

ANEXO B

ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS TOMADAS EN ENSAYO SPT

Peso específico del suelo en Nv - 1.00 m

PESO ESPECÍFICO-POZO N°1 (-1.00 m)	
PROCESO	MASA 1 (g)
Muestra N°	1
Picnómetro N°	5
Temperatura de agua y suelo en °C	19
Recipiente No	5
Peso del recipiente (gr)	115
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	168.2
Peso suelo seco W _s (gr)	53.2
Peso del Picnómetro	151.9
Peso picnómetro + agua W _{bw} (gr)	650.2
W _s + W _{bw} (gr)	703.4
Picnómetro + agua + suelo sumergido W _{bws} (gr)	679.8
Desplazamiento del agua W _s + W _{bw} – W _{bws} (gr)	23.6
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica G _s	2.251

Fuente: Barrera Erik

Peso específico del suelo en Nv - 2.00 m

PESO ESPECÍFICO-POZO N°1 (-2.00 m)	
PROCESO	MASA 2 (g)
Muestra N°	2
Picnómetro N°	5
Temperatura de agua y suelo en °C	17
Recipiente No	78
Peso del recipiente (gr)	109.2
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	161.3
Peso suelo seco W _s (gr)	52.1
Peso del Picnómetro	151.9
Peso picnómetro + agua W _{bw} (gr)	650.2
W _s + W _{bw} (gr)	702.3
Picnómetro + agua + suelo sumergido W _{bws} (gr)	681.8
Desplazamiento del agua W _s + W _{bw} – W _{bws} (gr)	20.5
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica G _s	2.537

Fuente: Barrera Erik

Peso específico del suelo en Nv - 2.50 m

PESO ESPECÍFICO-POZO N°1 (-2.50 m)	
PROCESO	MASA 3 (g)
Muestra N°	3
Picnómetro N°	6
Temperatura de agua y suelo en °C	17
Recipiente No	21
Peso del recipiente (gr)	105.1
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	161.6
Peso suelo seco Ws (gr)	56.5
Peso del Picnómetro	163.5
Peso picnómetro + agua Wbw (gr)	679.3
Ws + Wbw (gr)	735.8
Picnómetro + agua + suelo sumergido Wbws (gr)	695.6
Desplazamiento del agua $Ws + Wbw - Wbws$ (gr)	40.2
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	1.403

Fuente: Barrera Erik

Peso específico del suelo en Nv – 3.00 m

PESO ESPECÍFICO-POZO N°1 (-3.00 m)	
PROCESO	MASA 4 (g)
Muestra N°	4
Picnómetro N°	6
Temperatura de agua y suelo en °C	17
Recipiente No	1
Peso del recipiente (gr)	109.1
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	170.8
Peso suelo seco Ws (gr)	61.7
Peso del Picnómetro	163.5
Peso picnómetro + agua Wbw (gr)	671.3
Ws + Wbw (gr)	733
Picnómetro + agua + suelo sumergido Wbws (gr)	695.2
Desplazamiento del agua $Ws + Wbw - Wbws$ (gr)	37.8
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	1.630

Fuente: Barrera Erik

ANEXO C. TABLAS PARA MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales de elementos de acero

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{a,b}						
For $P/P_{cl} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 θ_y	11 θ_y	0.6	1 θ_y	9 θ_y	11 θ_y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 θ_y	6 θ_y	0.2	0.25 θ_y	3 θ_y	4 θ_y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					

Fuente: ASCE 41-13

Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales de vigas de concreto

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure^b						
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d				
ρ_{bal}						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales de columnas de concreto

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
		Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
				Performance Level				
a	b	c	IO	LS	CP			
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer 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.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, 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_t) 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.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

Chequeo de propiedades de viga existente

Datos de viga		
b	30	cm
h	35	cm
rec	2.50	cm
As sup		
num	4	u
fi	14	mm
As sup	6.15	cm ²
As inf		
num	3	u
fi	14	mm
As sup	4.62	cm ²
Acero transv		
fi	10	mm
sep	10	cm
Calculos		
d	30.80	cm
a	4.83	cm
Mr	6.60	Tn-m
Md	9.91	Tn-m
D/C	1.50	

Fuente: Barrera Erik

Chequeo de nudo

NUDO FUERTE			
T1	32.31	T	
T2	24.23	T	
Vcol	4.91	T	
Vj	51.64	T	
Tipo	INT		
alfa	5.30	MANT	
alfa def	4.00		
Ac	1400.00	cm ²	
Vn	64.92	t	
Condiciones			
	Act	Res	
Vh	51.64	64.92	OK
Vv	35	40	OK
Adherencia	28	40	OK

Fuente: Barrera Erik

Datos para la curva de capacidad de la estructura en X

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA440 DM			
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce
Text	Unitless	m	Tonf
PUSHOVER X	0	0.0000	0.00
PUSHOVER X	1	0.0146	146.16
PUSHOVER X	2	0.0377	348.85
PUSHOVER X	3	0.0435	376.78
PUSHOVER X	4	0.0501	388.87
PUSHOVER X	5	0.1289	455.63
PUSHOVER X	6	0.1450	475.10
PUSHOVER X	7	0.1977	505.00
PUSHOVER X	8	0.2580	508.83

Fuente: Etabs, 2016

Datos para la curva de capacidad de la estructura en Y

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA440 DM			
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce
Text	Unitless	m	Tonf
PUSHOVER Y	0	0.000	0.00
PUSHOVER Y	1	0.030	239.71
PUSHOVER Y	2	0.041	312.97
PUSHOVER Y	3	0.048	333.45
PUSHOVER Y	4	0.079	373.61
PUSHOVER Y	5	0.137	418.23
PUSHOVER Y	6	0.181	452.77
PUSHOVER Y	7	0.190	454.87
PUSHOVER Y	8	0.233	470.17

Fuente: Etabs, 2016

Modelo de Park para el acero de refuerzo 4200 Kg/cm²

ACERO A615 Gr 60	
Ey	0.002
Esh	0.01
Esu	0.09
Fy(kg/cm²)	4200
Fu(kg/cm²)	6327
Es(kg/cm²)	2100000

Es	f'c (kg/cm2)	Es	f'c (kg/cm2)	Es	f'c (kg/cm2)
0	0.0	0.031	5170.1	0.061	6047.5
0.001	2100.0	0.032	5209.0	0.062	6066.4
0.002	4200.0	0.033	5247.2	0.063	6084.7
0.003	4200.0	0.034	5284.8	0.064	6102.3
0.004	4200.0	0.035	5321.7	0.065	6119.3
0.005	4200.0	0.036	5357.9	0.066	6135.6
0.006	4200.0	0.037	5393.4	0.067	6151.2
0.007	4200.0	0.038	5428.3	0.068	6166.1
0.008	4200.0	0.039	5462.6	0.069	6180.4
0.009	4200.0	0.04	5496.1	0.07	6194.1
0.01	4200.0	0.041	5529.0	0.071	6207.0
0.011	4252.8	0.042	5561.3	0.072	6219.3
0.012	4305.0	0.043	5592.9	0.073	6231.0
0.013	4356.5	0.044	5623.8	0.074	6241.9
0.014	4407.4	0.045	5654.0	0.075	6252.2
0.015	4457.6	0.046	5683.6	0.076	6261.9
0.016	4507.1	0.047	5712.5	0.077	6270.8
0.017	4555.9	0.048	5740.7	0.078	6279.1
0.018	4604.1	0.049	5768.3	0.079	6286.8
0.019	4651.7	0.05	5795.3	0.08	6293.8
0.02	4698.5	0.051	5821.5	0.081	6300.1
0.021	4744.7	0.052	5847.1	0.082	6305.7
0.022	4790.2	0.053	5872.0	0.083	6310.7
0.023	4835.1	0.054	5896.3	0.084	6315.0
0.024	4879.3	0.055	5919.9	0.085	6318.7
0.025	4922.8	0.056	5942.8	0.086	6321.7
0.026	4965.7	0.057	5965.1	0.087	6324.0
0.027	5007.9	0.058	5986.7	0.088	6325.7
0.028	5049.5	0.059	6007.6	0.089	6326.7
0.03	5130.6	0.06	6027.9	0.09	6327.0

Fuente: Barrera Erik

Modelo de Park para hormigón confinado y no confinado $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONFINADO		NO CONFINADO	
Eco	0.002	Eco	0.002
Ecco	0.0063	Ecco	0.0020
Ec(kg/cm2)	189837.04	Ec(kg/cm2)	189837.04
Esec(kg/cm2)	47811.80	Esec(kg/cm2)	105000.00
r	1.34	r	2.24

Ec	f'c(kg/cm2)	x
0.000	0.00	0.00
0.001	86.20	0.08
0.001	151.19	0.16
0.002	197.82	0.24
0.002	230.73	0.32
0.003	253.81	0.40
0.003	269.92	0.48
0.004	281.08	0.56
0.004	288.68	0.64
0.005	293.73	0.72
0.005	296.90	0.80
0.006	298.70	0.88
0.006	299.49	0.96
0.007	299.52	1.04
0.007	298.98	1.12
0.008	298.02	1.20
0.008	296.75	1.28
0.009	295.25	1.36
0.009	293.57	1.44
0.010	291.77	1.52
0.010	289.89	1.60
0.011	287.94	1.68
0.011	285.95	1.76
0.012	283.95	1.84
0.012	281.94	1.92
0.013	279.93	1.99
0.013	277.93	2.07
0.014	275.95	2.15
0.014	274.00	2.23
0.015	272.06	2.31
0.015	270.16	2.39
0.016	268.28	2.47
0.016	266.44	2.55
0.017	264.63	2.63
0.017	262.85	2.71
0.018	261.11	2.79
0.018	259.40	2.87
0.019	257.72	2.95
0.019	256.07	3.03
0.020	254.46	3.11

Ec	f'c(kg/cm2)	x
0	0.00	0
0.0001	18.96	0.05
0.0002	37.79	0.1
0.0004	74.30	0.2
0.0005	91.59	0.25
0.0006	108.00	0.3
0.0007	123.37	0.35
0.0008	137.57	0.4
0.001	162.07	0.5
0.0011	172.29	0.55
0.0012	181.14	0.6
0.0014	194.89	0.7
0.0015	199.91	0.75
0.0016	203.80	0.8
0.0018	208.58	0.9
0.0019	209.66	0.95
0.002	210.00	1
0.0022	208.82	1.1
0.0023	207.46	1.15
0.0024	205.69	1.2
0.0025	203.58	1.25
0.0027	198.56	1.35
0.0028	195.75	1.4
0.0029	192.79	1.45
0.003	189.72	1.5
0.0032	183.37	1.6
0.0033	180.14	1.65
0.0034	176.89	1.7
0.0035	173.64	1.75
0.0036	170.41	1.8
0.0038	164.04	1.9
0.004	157.85	2
0.0041	154.83	2.05
0.0042	151.86	2.1
0.0044	146.12	2.2
0.0045	143.34	2.25
0.0046	140.62	2.3
0.0048	135.39	2.4
0.0049	132.87	2.45
0.005	0.00	2.5

Fuente: Barrera Erik

ANEXO D: PARÁMETROS DE LOS MATERIALES Y AMENAZAS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL EN ETABS 2016

Propiedades no lineales del acero de refuerzo

The screenshot shows the 'Nonlinear Material Data' dialog box for steel reinforcement. The 'Material Name and Type' section has 'Material Name' set to 'Fy 4200' and 'Material Type' set to 'Rebar, Uniaxial'. The 'Miscellaneous Parameters' section has 'Hysteresis Type' set to 'Kinematic'. The 'Acceptance Criteria Strains' section has a table with columns for 'Tension' and 'Compression' and rows for 'IO', 'LS', and 'CP'. The 'Stress Strain Curve Definition Options' section has 'Parametric' selected and 'Park' chosen. The 'Parametric Strain Data' section has 'Strain at Onset of Strain Hardening' set to 0.01, 'Ultimate Strain Capacity' set to 0.09, and 'Final Slope (Multiplier on E)' set to -0.1.

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	m/m
LS	0.02	0.01	m/m
CP	0.05	0.02	m/m

Fuente: Etabs, 2016

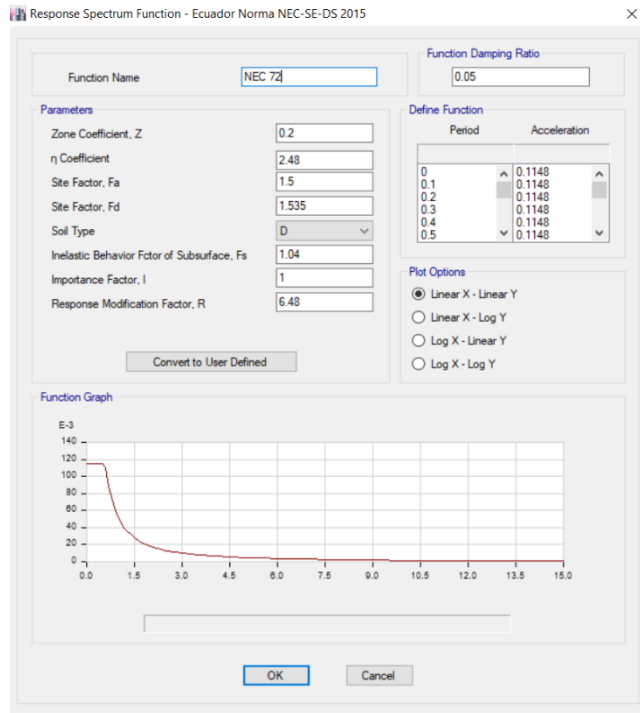
Propiedades no lineales del hormigón

The screenshot shows the 'Nonlinear Material Data' dialog box for concrete. The 'Material Name and Type' section has 'Material Name' set to 'FC 210' and 'Material Type' set to 'Concrete, Isotropic'. The 'Miscellaneous Parameters' section has 'Hysteresis Type' set to 'Concrete'. The 'Acceptance Criteria Strains' section has a table with columns for 'Tension' and 'Compression' and rows for 'IO', 'LS', and 'CP'. The 'Stress Strain Curve Definition Options' section has 'Parametric' selected and 'Mander' chosen. The 'Parametric Strain Data' section has 'Strain at Unconfined Compressive Strength, f_c' set to 0.002219, 'Ultimate Unconfined Strain Capacity' set to 0.005, and 'Final Compression Slope (Multiplier on E)' set to -0.1.

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	m/m
LS	0.02	0.006	m/m
CP	0.05	0.015	m/m

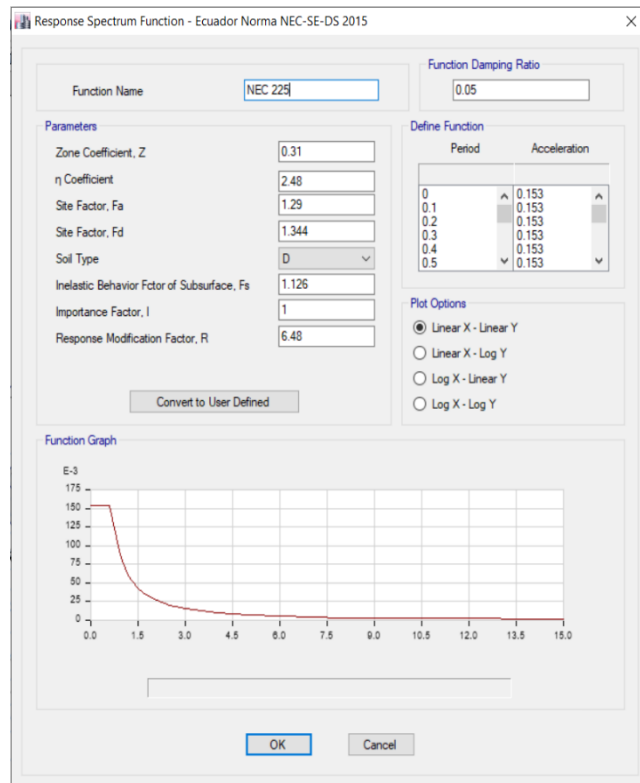
Fuente: Etabs, 2016

Definición de espectro por sismo frecuente ($T_r = 72$ años)



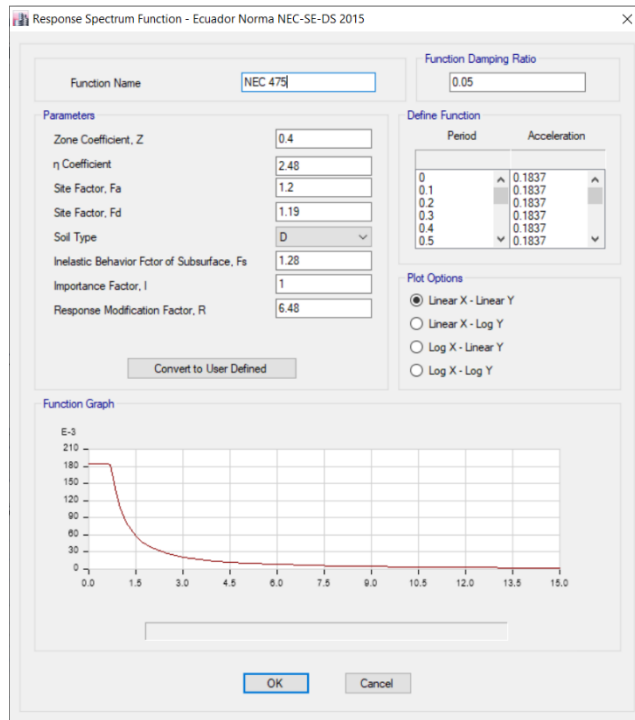
Fuente: Etabs, 2016

Definición de espectro por sismo Ocasional ($T_r = 225$ años)



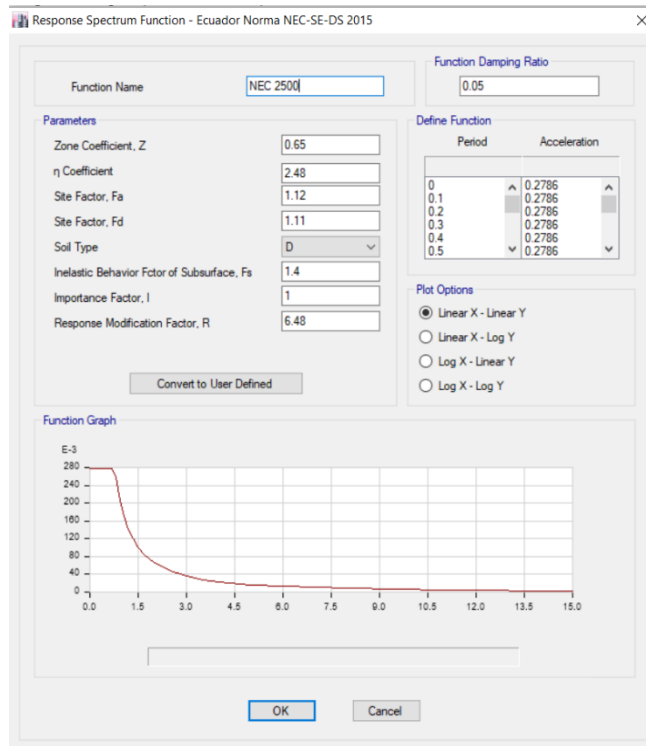
Fuente: Etabs, 2016

Definición de espectro por sismo Raro ($T_r = 475$ años)



Fuente: Etabs, 2016

Definición de espectro por sismo Muy Raro ($T_r = 2500$ años)



Fuente: Etabs, 2016

ANEXO E: FOTOGRAFÍAS

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FOTOGRAFÍAS</p> 	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
Descripción: Realización del ensayo de penetración estándar (SPT)	Descripción: Obtención de la muestra para la realización de ensayos de laboratorio
Fotografía 3	Fotografía 4
	
Descripción: Toma de medidas de sección de columna	Descripción: Inspección de losa colaborante Nv + 6.48
Fotografía 5	Fotografía 6