



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 DE LOS LABORATORIOS DE HIDRÁULICA, HORMIGÓN Y MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES”

Autor: Héctor Henry Salán Suquillo

Tutor: Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

AMBATO – ECUADOR

Septiembre – 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS LABORATORIOS DE HIDRÁULICA, HORMIGÓN Y MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES**”, elaborado por el **Sr. Héctor Henry Salán Suquillo**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I.: 1600645566, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, Septiembre 2021

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Héctor Henry Salán Suquillo**, con C.I.: 160064556-6 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS LABORATORIOS DE HIDRÁULICA, HORMIGÓN Y MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



Héctor Henry Salán Suquillo

C.I.: 1600645566

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que se 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 este Proyecto no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos como autor.

Ambato, Septiembre 2021



Héctor Henry Salán Suquillo

C.I.: 1600645566

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Héctor Henry Salán Suquillo de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS LABORATORIOS DE HIDRÁULICA, HORMIGÓN Y MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES”**.

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

Ing. Mg. Byron Genaro Cañizares Proaño

Miembro Calificador

Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Cada paso que daba siempre estabas, cada error que cometía y al no saber qué hacer siempre nunca me soltaste, nunca me dejaste solo aun cuando perdí algo muy valioso para mí, tal vez no soy el hijo perfecto, pero el amor que te tengo es incomparable, siempre me guías por el camino del bien, siempre me enseñas que cada logro tiene su esfuerzo, y que no importa el tiempo en que demoremos, importa el ímpetu el coraje que lo pongamos, gracias a ti soy un hijo de Dios, me enseñaste lo bonito que es seguir a Cristo y lo agradecido que estoy por tener a alguien como tú a mi lado.

Para ti madre

Rosa Suquillo

AGRADECIMIENTO

A Dios primeramente por darme las fuerzas por cuidarme y bendecirme por cada día de en todo el transcurso de mi vida y especialmente en por ayudarme a conseguir esta nueva meta.

A mi madre Rosa Suquillo por ser una persona incondicional para mí y apoyarme en todas mis decisiones que tome.

A la Universidad Técnica de Ambato por darme la oportunidad de ser parte de su comunidad universitaria.

A cada uno de los docentes de la carrera de Ingeniera Civil por impartirme conocimientos valiosos para ser un excelente profesional.

Al personal administrativo por ayudarme con cada tramite en toda mi carrera estudiantil.

Al Ing. Mg. Carlos Navarro por impartirme sus conocimientos, asesoría y brindarme el tiempo necesario para poder cumplir con mi trabajo de titulación

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	4
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	6
1.1.3.1 Riesgo sísmico.....	6
1.1.3.2 Peligro Sísmico.....	8
1.1.3.3 Vulnerabilidad Sísmica	9
1.1.3.3.1 Características del movimiento sísmico del suelo	10
1.1.3.3.2 Efectos Locales de Sitio.....	10
1.1.3.4 Procedimientos para la Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.....	11
1.1.3.4.1 Métodos cualitativos	12
1.1.3.5 Métodos Cualitativos.....	20
1.1.3.5.1 Aceptación del análisis estático no lineal	20
1.1.3.5.2 Análisis Estático no Lineal (Pushover).....	21
1.1.3.5.3 Capacidad.....	23
1.1.3.5.4 Curva de capacidad.....	24
1.1.3.5.5 Modelo de Mander.....	24
1.1.3.5.6 Modelo Takeda	25
1.1.3.5.7 Modelo de Park.....	26
1.1.3.6 Elementos dúctiles de hormigón armado	28

1.1.3.6.1	Desempeño.....	30
1.1.3.6.3	Niveles de Desempeño Estructural.....	31
1.1.3.6.4	Combinaciones de los niveles de desempeño.....	31
1.1.3.6.5	Linealización equivalente.....	33
1.1.3.6.6	Amortiguamiento Efectivo.....	33
1.1.3.6.7	Periodo Efectivo.....	35
1.1.3.6.8	Espectro de Demanda.....	37
1.1.3.7	Espectro de respuesta (NEC 2015).....	38
1.1.3.7.1	Zonificación sísmica, Factor Z y Curvas de peligro sísmico.....	40
1.1.3.7.2	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	41
1.1.3.7.3	Coefficientes de importancia.....	43
1.1.4	Hipótesis.....	44
1.2	Objetivos.....	44
1.2.1	Objetivo general.....	44
1.2.2	Objetivos específicos.....	44
CAPITULO II.....		46
METODOLOGÍA.....		46
2.1	Materiales y Equipos.....	49
2.1.1	Materiales.....	49
2.1.2	Equipos.....	49
2.2	Métodos.....	51
2.2.1	Plan de recolección de datos.....	51
2.2.2	Plan de procesamiento y análisis de información.....	51
2.2.3	Recolección de datos.....	52
2.2.3.1	Planos de las edificaciones.....	54
2.2.3.2	Cuantías de acero.....	56
2.2.3.3	Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	62
2.2.3.4	Resistencia a la compresión del hormigón.....	74
2.2.3.5	Cargas Sísmicas.....	77
2.2.3.6	Cargas Gravitacionales.....	85
CAPITULO III.....		89
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		89
3.1	Análisis y discusión de resultados.....	89
3.1.1	Método Cualitativo - Vulnerabilidad sísmica.....	89

3.1.1.1	Inspección visual Fema 154	89
3.1.1.2	Evaluación visual rápida. NEC-2015	95
3.1.1.3	Resultados del análisis cualitativo.....	102
3.1.2	Método Cuantitativo – Vulnerabilidad Sísmica.....	103
3.1.2.1	Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Mecanica.....	103
3.1.2.1.1	Definición de Materiales.....	103
3.1.2.1.2	Espectro de respuesta sísmica.....	104
3.1.2.1.3	Cortante basal estático	105
3.1.2.1.4	Asignación de cargas	107
3.1.2.1.5	Carga de cubierta	107
3.1.2.2	Análisis de resultados	108
3.1.2.3	Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico.....	111
3.1.2.4	Derivas de piso	113
3.1.2.5	Chequeo de elementos estructurarles	116
3.1.2.6	Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas	121
3.1.2.7	Análisis estático no lineal - Pushover.....	124
3.1.2.7.1	Modelos de comportamientos de los materiales según el programa ETABS 2018	124
3.1.2.7.2	Asignación de Rotulas Plásticas	125
3.1.2.7.3	Demanda y niveles de Amenaza sísmica.....	129
3.1.2.7.4	Carga gravitacional no lineal	130
3.1.2.7.5	Carga lateral no lineal	131
3.1.2.8	Resultados del análisis estático no lineal - Pushover	135
3.1.2.8.1	Curva de capacidad.....	139
3.1.2.9	Evaluación del desempeño sísmico.....	141
3.1.2.9.1	Punto de desempeño	143
3.1.2.9.2	Evaluación del desempeño sísmico	148
3.1.3	Vibración ambiental	150
3.1.3.1	Periodo medido con vibración ambiental y mediante sismos.	150
3.1.3.2	Metodología para vibraciones ambientales	151
3.1.3.3	Comparación de periodos de vibración	153
3.1.3.4	Frecuencia fundamental del edificio.	154
3.1.4	Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Hidráulica	156
3.1.4.1	Análisis estático no lineal.....	179
3.1.5	Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Hormigón.....	211

3.1.5.1	Análisis estático no lineal.....	234
3.1.5.2	Vibración ambiental	259
	Periodo medido con vibración ambiental y mediante sismos.....	260
	Metodología para vibraciones ambientales.....	261
	Comparación de periodos de vibración.....	262
	Frecuencia fundamental del edificio.....	264
3.1.5.3	Propuesta de reforzamiento	265
3.1.5.4	Objetivos de la rehabilitación.....	266
3.2	Verificación de la Hipótesis	268
CAPITULO IV.....		269
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		269
4.1	Conclusiones	269
4.2	Recomendaciones.....	270
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		271
ANEXOS		274

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Principales factores que influyen en los efectos locales de sitio.	11
Tabla 2:	Formulario de Inspección y Evaluación Nivel 1.....	13
Tabla 3:	Formulario de inspección y evaluación Nivel 2	14
Tabla 4:	Formulario Evaluación Sísmica NEC 2015.....	16
Tabla 5:	Tipología estructural FEMA 154.....	17
Tabla 6:	Tipología estructural de edificaciones NEC 2015	17
Tabla 7:	Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final.....	18
Tabla 8:	Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S.....	19
Tabla 9:	Coefficientes para el uso de ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.	34
Tabla 10:	Coefficientes para el uso de ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.	36
Tabla 11:	Valores del factor Z en función a la zona sísmica.	40
Tabla 12:	Coefficientes de amplificación del suelo en la zona de periodo corto, Fa. .	41
Tabla 13:	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca, Fd.	42
Tabla 14:	Comportamiento no lineal de los suelos, Fs	42
Tabla 15:	Tipo de uso de la estructura.	43
Tabla 16:	Niveles de amenaza sísmica.....	44
Tabla 17:	Coordenadas globales	48
Tabla 18:	Secciones y aceros de refuerzo para columnas. Laboratorio de Hidráulica.	60
Tabla 19:	Secciones y aceros de refuerzo para vigas. Laboratorio de Hidráulica.	60
Tabla 20:	Secciones y aceros de refuerzo para columnas. Laboratorio de Mecánica.	60

Tabla 21: Secciones y aceros de refuerzo para vigas. Laboratorio de Mecánica.....	61
Tabla 22: Secciones de Columnas. Laboratorio de Hormigón	61
Tabla 23: Secciones de Vigas. Laboratorio de Hormigón	62
Tabla 24: Tipos de Perfiles de Suelo	62
Tabla 25: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.....	64
Tabla 26: Ensayo de Penetración Estándar.	66
Tabla 27: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 0.55m – 1m.....	66
Tabla 28: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 1.55m – 2m.....	67
Tabla 29: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 2.05m – 2.50m.....	68
Tabla 30: Resultados del contenido de humedad, densidad húmeda, densidad seca y volumen de la muestra.	71
Tabla 31: Coeficientes de balasto	72
Tabla 32: Resultados del Ensayo de Penetración Estándar.....	73
Tabla 33: Valores tomados por el esclerómetro.....	75
Tabla 34: Laboratorio de Hidráulica	76
Tabla 35: Laboratorio de Mecánica	76
Tabla 36: Laboratorio de Hormigón	77
Tabla 37: Tabla de resultados	77
Tabla 38: Factores de zona y coeficientes del perfil del suelo.....	78
Tabla 39: Coeficiente de Importancia.	78
Tabla 40: Factores para el periodo de vibración T.....	79
Tabla 41: Factor de reducción de resistencia sísmica R.	79
Tabla 42: Datos del Edificio del Laboratorio de Hidráulica, carga sísmica y factores de configuración estructural	81
Tabla 43: Datos del Edificio del Laboratorio de Mecánica, carga sísmica y factores de configuración estructural	82
Tabla 44: Datos del Edificio del Laboratorio de Hormigón, carga sísmica y factores de configuración estructural	82
Tabla 45: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Hidráulica.....	85
Tabla 46: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Mecánica	86
Tabla 47: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Hormigón	87
Tabla 48: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154.....	92
Tabla 49: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154.....	94
Tabla 50: Evaluación visual rápida. NEC 2015	96
Tabla 51: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154.....	97
Tabla 52: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154.....	98
Tabla 53: Evaluación Visual Rápida. NEC 2015.....	99
Tabla 54: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154.....	100
Tabla 55: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154.....	101
Tabla 56: Evaluación Visual Rápida. NEC 2015.....	102
Tabla 57: Parámetros para el cálculo del período de vibración por el Método 1.....	105
Tabla 58: Coeficientes de carga sísmica	105
Tabla 59: Período fundamental método 2	108
Tabla 60: Verificación del periodo fundamental de la estructura	109
Tabla 61: Factores de participación	109
Tabla 62: Masa Acumulada	111

Tabla 63: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015	112
Tabla 64: Valores de Δ_M máximos	113
Tabla 65: Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X.....	114
Tabla 66: Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y.....	114
Tabla 67: Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X	115
Tabla 68: Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y	115
Tabla 69: Momento de Diseño y refuerzo por momento	117
Tabla 70: Resumen de diseño a corte.....	119
Tabla 71: Resultados de torsión	120
Tabla 72: Resumen de diseño de columna.....	120
Tabla 73: Niveles de amenaza sísmica.....	129
Tabla 74: Factores de sismos	130
Tabla 75: Puntos de desempeño en la dirección X	143
Tabla 76: Puntos de desempeño en la dirección Y	145
Tabla 77: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X	148
Tabla 78: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y	149
Tabla 79: Formulas propuestas por Bard	151
Tabla 80: Formulas empíricas de periodos fundamentales por Midorikawa (1990).	153
Tabla 81: Formulas empíricas para el periodo fundamental Bard (1992)	153
Tabla 82: Comparación de periodos de la estructura	154
Tabla 83: Indicadores de rigidez	154
Tabla 84: Nivel de daño en función del H/T	155
Tabla 85: Indicadores de la estructura	155
Tabla 86: Parámetros para el cálculo del período de vibración	159
Tabla 87: Coeficiente de sismicidad	159
Tabla 88: Desplazamiento en X, Y, Z.....	162
Tabla 89: Valores de masa acumulada.....	164
Tabla 90: Cortante basal estático y dinámico	164
Tabla 91: Momento de Diseño y refuerzo por momento	172
Tabla 92: Resumen de diseño a corte.....	174
Tabla 93: Resultados de torsión	175
Tabla 94: Resumen de diseño de columna.....	175
Tabla 95: Niveles de amenaza sísmica.....	186
Tabla 96: Factores para definición de espectro de amenaza sísmica	187
Tabla 97: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X	203
Tabla 98: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y	204
Tabla 99: Coeficientes de Bard	206
Tabla 100: Formulas empíricas de periodos fundamentales por Midorikawa (1990).	208
Tabla 101: Formulas empíricas para el periodo fundamental Bard (1992)	208
Tabla 102: Comparación de periodos de la estructura	209
Tabla 103: Indicadores de rigidez	209
Tabla 104: Nivel de daño en función del H/T	210
Tabla 105: Indicadores de la estructura	210
Tabla 106: Parámetros para el cálculo del período de vibración	214

Tabla 107: Coeficiente de sismicidad	214
Tabla 108: Periodo fundamental de la estructura.....	216
Tabla 109: Desplazamiento en X, Y, Z.....	217
Tabla 110: Valores de masa acumulada.....	218
Tabla 111: Cortante basal estático y dinámico NEC 2015	219
Tabla 112: Resumen de diseño a corte.....	228
Tabla 113: Resultados de torsión	229
Tabla 114: Resumen de diseño de columna.....	229
Tabla 115: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X	258
Tabla 116: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y	259
Tabla 117: Periodo fundamental de reforzamiento	267
Tabla 118: Verificación del periodo fundamental de reforzamiento	267

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ondas Sísmicas.....	6
Figura 2: Caracterización de un sismo	10
Figura 3: Análisis Pushover	21
Figura 4: Patrón de fuerza lateral	22
Figura 5: Descripción de la Técnica del Pushover y Curva de Capacidad Sísmica Resistente.	23
Figura 6: Curva de Capacidad.....	24
Figura 7: Modelo de Mander	25
Figura 8: Modelo Takeda	25
Figura 9: Modelo de Park.....	26
Figura 10: Transformación de la Curva de Capacidad.....	27
Figura 11: Relación Fuerza – Deformación para elementos de Hormigón.....	28
Figura 12: Criterios de aceptación para vigas de Hormigón Reforzado	28
Figura 13: Criterios de aceptación para Columnas de Hormigón Reforzado	29
Figura 14: Combinaciones de niveles de desempeño Estructural y no estructural	32
Figura 15: Tipos de Modelos históricos	34
Figura 16: Conversión del Espectro de Demanda al formato ADRS.....	38
Figura 17: Espectro de Diseño	38
Figura 18: Mapa Ecuador, zonas sísmicas.	40
Figura 19: Curva de peligro sísmico. Ambato NEC-2015.....	41
Figura 20: Laboratorio de Hidráulica.....	46
Figura 21: Laboratorio de Mecánica	47
Figura 22: Laboratorio de Hormigón	47
Figura 23: Ubicación de los Edificios.....	48
Figura 24: Esclerómetro PCE-HT-225A.....	49
Figura 25: Equipo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	50
Figura 26: Proceso de Subducción entre la Placa de Nazca y Sudamericana.....	52
Figura 27: Fallas Geológicas Ambato.....	53
Figura 28: Laboratorio de Hidráulica. Planta Baja N° + 0.00.....	54
Figura 29: Laboratorio de Hidráulica. Primer Piso N° + 2.95	54

Figura 30: Laboratorio de Mecánica. Planta Baja N° + 0.00.....	54
Figura 31: Laboratorio de Mecánica. Primer Piso N° + 2.70	55
Figura 32: Laboratorio de Suelos. Planta Baja N° + 0.00.....	55
Figura 33: Laboratorio de Suelos. Primer Piso N° + 2.90	56
Figura 34: Refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	56
Figura 35: Curva Granulométrica. Nv. 0.55m – 1m	67
Figura 36: Curva Granulométrica. Nv. 1.55m – 2m	68
Figura 37: Curva Granulométrica. Nv. 2.05m – 2.50m	69
Figura 38: Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción.....	71
Figura 39: Relación entre el número de golpes del SPT y la presión vertical	72
Figura 40: Ensayo con el Martillo Esclerométrico	74
Figura 41: Coeficientes de irregularidad en planta.....	79
Figura 42: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	80
Figura 43: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Hidráulica	83
Figura 44: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Mecánica.....	84
Figura 45: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Hormigón.....	84
Figura 46: Laboratorio de Mecánica.....	87
Figura 47: Laboratorio de Hormigón	88
Figura 48: Laboratorio de Hidráulica.....	88
Figura 49: Puntajes Básicos FEMA 154	90
Figura 50: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015.....	104
Figura 51: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015.....	106
Figura 52: Información de estado de cargas en el piso Nv +2.70.....	107
Figura 53: Cubierta	107
Figura 54: Cubierta Eje B	108
Figura 55: Reacciones de la cubierta	108
Figura 56: Primer modo de vibración	110
Figura 57: Segundo modo de vibración	110
Figura 58: Tercer modo de vibración.....	110
Figura 59: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X.....	112
Figura 60: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y.....	112
Figura 61: Derivas Inelásticas por cortante estático	114
Figura 62: Derivas Inelásticas por cortante dinámico.....	115
Figura 63: Inercias agrietadas para columnas	103
Figura 64: Inercias agrietadas para vigas	104
Figura 65: Acero en vigas del piso N + 2.70 más demandados	117
Figura 66: Acero en vigas del pórtico del eje 2 más demandados.....	117
Figura 67: Porcentaje de acero en vigas.....	118
Figura 68: Diseño a Flexo- Compresión en cm ²	121
Figura 69: Cuantía de acero para el diseño a Flexo-Compresión	121
Figura 70: Demanda / Capacidad de la estructura	122
Figura 71: Demanda / Capacidad Eje A.....	122
Figura 72: Demanda / Capacidad Eje C.....	123
Figura 73: Demanda / Capacidad Eje I.....	123
Figura 74: Modelo Esfuerzo-Deformación del hormigón.....	124
Figura 75: Modelo Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo	124

Figura 76: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	125
Figura 77: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	126
Figura 78: Rotulas plásticas en el Eje A	126
Figura 79: Asignación de rótulas plásticas en vigas	127
Figura 80: Asignación de rótulas plásticas en vigas	127
Figura 81: Representación de una rotula plástica en vigas	127
Figura 82: Definición del momento – rotación para vigas.....	128
Figura 83: Definición del momento – rotación para columnas.....	128
Figura 84: Curvas de peligro sísmico, Ambato.....	129
Figura 85: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica	130
Figura 86: Carga gravitacional no lineal	131
Figura 87: Patrones de Carga	131
Figura 88: Carga sísmica en X.....	132
Figura 89: Carga sísmica en Y	132
Figura 90: Asignación de Pushover sentido X.....	133
Figura 91: Control de aplicación de la carga sentido X.....	133
Figura 92: Asignación de Pushover sentido Y.....	134
Figura 93: Control de aplicación de la carga sentido Y.....	134
Figura 94: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 1.5 cm	135
Figura 95: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 2.40 cm	135
Figura 96: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 4.05 cm	136
Figura 97: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 4.47 cm	136
Figura 98: Rótula plástica - Pushover sentido Y - D = 1.29 cm	137
Figura 99: Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 2.05 cm.....	137
Figura 100: Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 4.62 cm.....	138
Figura 101: Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 5.46 cm.....	138
Figura 102: Curva de capacidad.....	139
Figura 103: Representación bilineal de la curva de capacidad	140
Figura 104: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X....	140
Figura 105: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y	140
Figura 106: Objetivos de rehabilitación	141
Figura 107: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño	142
Figura 108: Niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva.....	142
Figura 109: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X.	143
Figura 110: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X	143
Figura 111: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X	144
Figura 112: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X.....	144
Figura 113: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y	145
Figura 114: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y.....	146
Figura 115: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y	146
Figura 116: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y	147
Figura 117: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440	148
Figura 118: Desempeño Sísmico en el sentido Y, según FEMA 440.....	149
Figura 119: Ubicación de acelerógrafos	152
Figura 120: Amplitudes de Fourier	152
Figura 121: Cubierta vista en 3D	156

Figura 122: Cubierta en planta Eje D.....	157
Figura 123: Reacciones de la Cubierta.....	157
Figura 124: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015.....	158
Figura 125: Carga sísmica estática en X.....	160
Figura 126: Carga sísmica estática en Y.....	160
Figura 127: Estado de cargas del nivel 2.95.....	160
Figura 128: Periodo fundamental de la estructura.....	161
Figura 129: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X.....	164
Figura 130: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y.....	165
Figura 131: Deriva estática en X.....	166
Figura 132: Deriva estática en Y.....	167
Figura 133: Derivas estáticas en la dirección X y Y.....	167
Figura 134: Deriva dinámica en X.....	168
Figura 135: Deriva Dinámica en Y.....	169
Figura 136: Derivas dinámicas en las direcciones X y Y.....	169
Figura 137: Inercias agrietadas para columnas.....	171
Figura 138: Inercias agrietadas para vigas.....	171
Figura 139: Porcentajes de acero en vigas.....	172
Figura 140: Acero de refuerzo en cm ² en vigas.....	172
Figura 141: Porcentaje de acero en columnas.....	176
Figura 142: Cuantía de acero en columnas.....	176
Figura 143: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 1.....	176
Figura 144: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 2.....	177
Figura 145: Cuantía de acero de refuerzo en el Eje 1.....	178
Figura 146: Cuantía de acero de refuerzo del piso N + 2.75m.....	178
Figura 147: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales.....	179
Figura 148: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales.....	179
Figura 149: Modelo de Mander para el hormigón.....	180
Figura 150: Modelo esfuerzo- deformación Mander.....	180
Figura 151: Modelo de Park para el acero.....	181
Figura 152: Esfuerzos deformación del acero.....	181
Figura 153: Asignación de rótulas plásticas en vigas.....	182
Figura 154: Asignación de rótulas plásticas en vigas.....	182
Figura 155: Representación de una rotula plástica en vigas.....	183
Figura 156: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	183
Figura 157: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	183
Figura 158: Rotulas plásticas en el Eje F.....	184
Figura 159: Representación del diagrama momento – rotación.....	184
Figura 160: Definición del momento – rotación para columnas.....	185
Figura 161: Definición del momento – rotación para vigas.....	185
Figura 162: Curvas de peligro sísmico de Ambato.....	186
Figura 163: Espectros de niveles de amenaza sísmica.....	187
Figura 164: Carga gravitacional no lineal.....	187
Figura 165: Patrones de carga lateral sísmica en X e Y.....	188
Figura 166: Fuerza sísmica para carga lateral en X.....	189
Figura 167: Fuerza sísmica para carga lateral Y.....	189

Figura 168: Cargas laterales no lineales PUSH X y PUSH Y	189
Figura 169: Definición de la carga lateral en X	190
Figura 170: Control de desplazamientos para carga X	190
Figura 171: Definición de carga lateral en Y	191
Figura 172: Control de desplazamientos para carga Y	191
Figura 173: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X	192
Figura 174: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X	192
Figura 175: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X	193
Figura 176: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X	193
Figura 177: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y	194
Figura 178: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y	194
Figura 179: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y	194
Figura 180: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y	195
Figura 181: Curva de capacidad de la estructura en X e Y	196
Figura 182: Curva de capacidad de la estructura en X.....	196
Figura 183: Curva de capacidad de la estructura en Y.....	197
Figura 184: Objetivos del desempeño.....	197
Figura 185: Seccionamiento de la curva de capacidad	198
Figura 186: Punto de desempeño sismo frecuente en X	199
Figura 187: Punto de desempeño sismo Ocasional en X.....	199
Figura 188: Punto de desempeño sismo Raro en X	200
Figura 189: Punto de desempeño sismo Muy Raro en X.....	200
Figura 190: Punto de desempeño sismo Frecuente en Y	201
Figura 191: Punto de desempeño sismo Ocasional en Y.....	201
Figura 192: Punto de desempeño sismo Raro en Y	202
Figura 193: Punto de desempeño sismo Muy Raro en Y.....	202
Figura 194: Desempeño Sísmico del edificio en X.....	203
Figura 195: Desempeño sísmico del edificio en Y	204
Figura 196: Ubicación de acelerógrafos	207
Figura 197: Espectro de Amplitudes de Fourier	208
Figura 198: Inercias agrietadas para columnas	212
Figura 199: Inercias agrietadas para vigas	212
Figura 200: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015.....	212
Figura 201: Carga sísmica estática en X	215
Figura 202: Carga sísmica estática en Y	215
Figura 203: Estado de cargas del nivel 2.95	215
Figura 204: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X	219
Figura 205: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y	220
Figura 206: Deriva estática en X.....	221
Figura 207: Deriva estática en Y	222
Figura 208: Derivas estáticas en la dirección X y Y	222
Figura 209: Deriva dinámica en X	223
Figura 210: Deriva Dinámica en Y	224
Figura 211: Derivas dinámicas en las direcciones X y Y	224
Figura 212: Porcentajes de acero en vigas	226
Figura 213: Acero de refuerzo en cm ² en vigas.	226

Figura 214: Momento de Diseño y refuerzo por momento.....	226
Figura 215: Porcentaje de acero en columnas.....	230
Figura 216: Cuantía de acero en columnas	230
Figura 217: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 1	231
Figura 218: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 2.....	231
Figura 219: Cuantía de acero de refuerzo en el Eje 1	232
Figura 220: Cuantía de acero de refuerzo del piso N + 2.60m	232
Figura 221: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales	233
Figura 222: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales	233
Figura 223: Modelo de Mander para el hormigón	234
Figura 224: Modelo esfuerzo- deformación Mander	234
Figura 225: Modelo de Park para el acero	235
Figura 226: Esfuerzos deformación del acero.....	235
Figura 227: Asignación de rótulas plásticas en vigas	236
Figura 228: Asignación de rótulas plásticas en vigas	237
Figura 229: Representación de una rotula plástica en vigas	237
Figura 230: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	237
Figura 231: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas.....	238
Figura 232: Rotulas plásticas en el Eje F	238
Figura 233: Representación del diagrama momento – rotación.....	238
Figura 234: Definición del momento – rotación para columnas.....	239
Figura 235: Definición del momento – rotación para vigas.....	239
Figura 236: Niveles de amenaza sísmica	240
Figura 237: Curvas de peligro sísmico de Ambato.....	240
Figura 238: Factores para definición de espectro de amenaza sísmica.....	241
Figura 239: Espectros de niveles de amenaza sísmica	241
Figura 240: Carga gravitacional no lineal	242
Figura 241: Patrones de carga lateral sísmica en X e Y.....	243
Figura 242: Fuerza sísmica para carga lateral en X	243
Figura 243: Fuerza sísmica para carga lateral Y	243
Figura 244: Cargas laterales no lineales PUSH X y PUSH Y	243
Figura 245: Definición de la carga lateral en X	244
Figura 246: Control de desplazamientos para carga X	244
Figura 247: Definición de carga lateral en Y	245
Figura 248: Control de desplazamientos para carga Y	245
Figura 249: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X	246
Figura 250: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X	246
Figura 251: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X	247
Figura 252: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X	247
Figura 253: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido Y	248
Figura 254: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido Y	248
Figura 255: Formación de Rótula plástica eje D sentido Y	249
Figura 256: Formación de Rótula plástica eje D sentido Y	249
Figura 257: Curva capacidad en X.....	250
Figura 258: Curva de capacidad de la estructura en X e Y	250
Figura 259: Curva de capacidad de la estructura en X.....	251

Figura 260: Curva de capacidad de la estructura en Y.....	251
Figura 261: Objetivos del desempeño.....	252
Figura 262: Seccionamiento de la curva de capacidad	252
Figura 263: Punto de desempeño sismo frecuente en X	253
Figura 264: Punto de desempeño sismo Ocasional en X.....	253
Figura 265: Punto de desempeño sismo Raro en X	254
Figura 266: Punto de desempeño sismo Muy Raro en X.....	254
Figura 267: Punto de desempeño sismo Frecuente en Y	255
Figura 268: Punto de desempeño sismo Ocasional en Y	256
Figura 269: Punto de desempeño sismo Raro en Y	256
Figura 270: Punto de desempeño sismo Muy Raro en Y.....	256
Figura 271: Desempeño Sísmico del edificio en X.....	257
Figura 272: Desempeño sísmico del edificio en Y	258
Figura 273: Reforzamiento con muros.....	266
Figura 274: Modelación de la estructura con reforzamiento	266
Figura 275: Verificación de cuantías de aceros	267

RESUMEN

Los procedimientos que se utilizaron en el análisis de las estructuras son de tipo cualitativo y cuantitativo por medio de formatos y matrices de la FEMA 154 y la NEC 2015, con el propósito de realizar el reconocimiento y clasificación de la estructura por su vulnerabilidad sísmica. Con las dos propuestas que se emplearon en el proyecto se determinó que el grado de vulnerabilidad de las estructuras son altos, ya que el factor de castigo para las edificaciones es pequeño, para el análisis los parámetros más relevantes fueron: las irregularidades en planta y elevación, el sistema estructural y el tipo de suelo. Con toda la información recopilada se realizó el análisis estático lineal y el análisis estático no lineal para verificar los factores modales y el comportamiento de las estructuras. Con los resultados obtenidos del análisis lineal se concluyó que el periodo de vibración y las derivas de piso en dos de las estructuras cumplen con lo establecido por la NEC 2015, a diferencia del Laboratorio de Hormigón que presento muchos problemas en su diseño y análisis, cada estructura presento un comportamiento torsional en sus modos de vibración y con respecto al análisis estático no lineal se observó que dos de las edificaciones cumplen con la capacidad para los diferentes niveles de amenazas sísmicas, con respecto al Laboratorio de Hormigón que tiene un alto grado de amenaza sísmica . Con los resultados de las dos metodologías empleadas se realizó una propuesta de reforzamientos de la edificación del Laboratorio de Hormigón. Finalmente, se realizó una comparación de los periodos obtenidos por formulas empíricas que se basaron en vibraciones ambientales, para relacionarlos con el grado de vulnerabilidad de las estructuras.

Palabras Clave: Capacidad, vulnerabilidad sísmica, periodo de vibración, derivas de piso, vibraciones ambientales.

ABSTRACT

The procedures used in the analysis of the structures are qualitative and quantitative through formats and matrices of FEMA 154 and NEC 2015, with the purpose of recognizing and classifying the structure for its seismic vulnerability. With the two proposals that were used in the project, it was determined that the degree of vulnerability of the structures is high, since the punishment factor for buildings is small, for the analysis the most relevant parameters were: irregularities in plan and elevation, the structural system and the type of soil. With all the information collected, the linear static analysis and the nonlinear static analysis were carried out to verify the modal factors and the behaviour of the structures. With the results obtained from the linear analysis, it was concluded that the vibration period and the floor drifts in two of the structures comply with the provisions of the NEC 2015, unlike the Concrete Laboratory that presented many problems in its design and analysis, each The structure presented a torsional behaviour in its vibration modes and with respect to the non-linear static analysis, two of the buildings were executed that comply with the capacity for the different levels of seismic threats, with respect to the Concrete Laboratory that has a high degree of seismic threat. . With the results of the two methodologies used, a reform proposal was made for the building of the Concrete Laboratory. Finally, a comparison was made of the periods obtained by empirical formulas that were based on environmental vibrations, to relate them to the degree of vulnerability of the structures.

Keywords: Capacity, seismic vulnerability, vibration period, floor drifts, environmental vibration.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes investigativos

1.1.1 Antecedentes

Muchas estructuras se encuentran vulnerables frente a eventos sísmicos de gran magnitud debido a que nos encontramos en una zona altamente sísmica, siendo los más afectados países de Centroamérica y Sudamérica, ya que en este último se registró uno de los mayores terremotos en la escala de Richter con una intensidad y duración jamás antes visto a nivel mundial [1].

Ecuador se ha visto afectado por una serie de sismos y terremotos en los últimos tiempos por lo que se encuentra dentro del cinturón de fuego del pacifico, al noroccidente de Sudamérica, donde esta franja libera una cantidad inmensa de energía en todo el planeta. Uno de los acontecimientos más recientes fue el terremoto de 7.8 en la escala de Richter que se produjo en la ciudad de Pedernales cobrando la vida de muchas personas, pero también haciendo notorio el daño que sufrieron la mayoría de estructuras de dicha ciudad y sus deficiencias en la aplicación de la norma de construcción de nuestro país [2].

Tungurahua es una provincia que también ha sido golpeada por este tipo de eventos telúricos como el terremoto en el año de 1687 con la destrucción parcial de su capital y alrededores, así como también el 05 de agosto de 1949 con la destrucción de la ciudad de Pelileo y severos daños en ciudades como Guano y Pillaro, dejando en cada una de estas ciudades deslizamientos de tierras, licuefacción de suelos y la mayoría de viviendas destruida, un factor importante a dar conocer fue que la mayoría de edificaciones en esos tiempos fueron hechas con Adobe y al momento de ocurrir el sismo la mayoría colapso [2].

Por otra parte en el sismo ocurrido el 16 de Abril de 2016 parte de las edificaciones fueron construidas con normativas anteriores, otras con materiales que no cumplían con los estándares establecidos regulados por la normativa de construcción por lo que se notó un alto grado de vulnerabilidad, ya que se observaron grietas en elementos estructurales y no estructurales, gran contenido de humedad en sus cimientos, florecencias y otros factores que afectan directamente a los elementos principales de

dichas edificaciones lo que conlleva a que muchas estructuras del lugar colapsaran, cobrando la vida de muchas personas [1].

Estos eventos sísmicos son fenómenos naturales que ocurren de manera repentina e inesperada acarreando pérdidas tanto materiales como humanas, lo que ha generado preocupación en nuestro país y en otros países potencialmente sísmicos, en base a lo tratado se ha realizado numerosos estudios para elaborar programas de mitigación ante eventos de este tipo [3].

Desde que se suscitaban eventos sísmicos catastróficos muchos ingenieros reconocieron que muchas de las estructuras que sufrían daños graves en sus elementos estructurales ingresaban en el rango no lineal, varias técnicas para el análisis sísmico se han desarrollado en las últimas décadas ya que, tiempo atrás se basaban en procedimientos lineales. Las investigaciones de no linealidad fueron realizadas por diferentes agencias a nivel mundial, las cuales publicaron el ATC-40, ATC-55, FEMA-273, FEMA-356, culminando con el FEMA 440 que tiene como finalidad: proporcionar modelos aplicables a la evaluación y diseño de estructuras, posibilita la comprensión de principios básicos, capacidades y limitaciones asociadas a los procedimientos [4].

Considerando estos acontecimientos y el tipo de construcciones en todo el territorio nacional es necesario conocer y dar una respuesta a los problemas que sufren nuestras estructuras, tanto como son los daños en elementos estructurales, no estructurales por lo que esto no solo depende de la acción sísmica, sino también del comportamiento de todo el sistema estructural [2].

En base a lo expuesto se han creado como sistemas de ayuda programas computarizados ya que se encuentran enfocados en brindar una respuesta frente a un sismo a la gran mayoría de edificaciones y lograr un comportamiento adecuado ante un evento sísmico [3].

Las deficiencias detectadas en el desempeño de una estructura cuando han pasado por un movimiento sísmico de diferente intensidad han conseguido que se junte a la comunidad de ingeniería estructural para ir cambiando la filosofía del diseño sismo resistente, la cual hace posible el planteamiento de mejorar cada uno de los elementos

estructurales de la edificación y se permita establecer prioridades en programas de rehabilitación estructural [5].

En mucho de los casos ingenieros estructurales utilizan un análisis modal espectral guiándose de las condiciones del detalle sísmico del código, para reforzar la ductilidad bajo el comportamiento inelástico de las estructuras, por lo que, muchos de los edificios iban a sufrir deformaciones plásticas durante posibles terremotos que podían suscitarse, a lo que se requería una evaluación más precisa para verificar el diseño sísmico de dicha edificación [4].

El análisis de vulnerabilidad en estructuras se realiza debido a la mala asesoría técnica, al deficiente uso de materiales inapropiados y con esto conocer sus variables e identificar el estado de la estructura. Por esta razón varias instituciones a nivel global como La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos nombrado por sus siglas en inglés como FEMA 154 propone un manual para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de una estructura mediante un chequeo visual [6].

Diferentes estudios se suman a los que se encuentran publicados por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda que ofrece tanto a los diseñadores como constructores una guía para el análisis de vulnerabilidad y desempeño sísmico, en donde se recomienda realizar un análisis estático no lineal (PUSHOVER), para determinar la capacidad de la estructura ante un evento sísmico, así como también su comportamiento ante dicho evento [7].

El método Pushover es un procedimiento eficaz que nos ayuda en la determinación de la resistencia sísmica, juntamente con el espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad, lo que permite realizar el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales sometidos a la acción sísmica y evaluar la capacidad resistente de cada uno de ellos. Este análisis se ha incorporado en muchas normativas de algunos países de Sudamérica y Centroamérica por su alta peligrosidad sísmica, por esa razón es recomendado por diferentes instituciones de investigación [4].

Procedimientos estáticos no lineales acarrear hipótesis de que las estructuras son dominadas por el primer modo de vibración, lo que imposibilita su campo de aplicación. En el código ATC -40 señala que el método de Pushover es válido para

edificaciones de periodos cercanos a 1.0 seg y debido al comportamiento de estas estructuras bajo cargas sísmicas no pueden ser descritas en el primer modo de vibración, por lo que, se puede considerar la utilidad de un método de Pushover Multimodal para incluir modos de vibración más altos para edificaciones con periodos más extensos [8].

El método Pushover ha sido estudiado por varios autores para poder determinar las demandas sísmicas de las estructuras construidas en hormigón armado, ya que toma en cuenta las contribuciones de modos superiores, el método elabora mejores estimaciones de la deriva de entrepiso que los vectores de carga única, aunque los modos más altos ayuden poco al desplazamiento [6].

Un parámetro fundamental es si la estructura necesita una rehabilitación o reforzamiento ya que en estos casos el costo puede ser muy alto lo cual es importante determinar cuan rentable es su reforzamiento, haciendo una comparación entre el costo que va a tomar el reforzamiento, así como también las pérdidas económicas que se producirían por el tiempo que deje de funcionar dicha edificación [8].

Finalmente, los estudios que se han realizado a consecuencia de eventos sísmicos catastróficos han permitido que muchos investigadores tomen en cuenta factores que asocian al sismo, el suelo y a la estructura, para que de esta manera se incluya metodologías modales ya que nos dan una buena aproximación para la determinación del comportamiento sísmico del edificio [3].

1.1.2 Justificación

Ambato es una ciudad que cuenta con una historia trágica respecto a los diferentes eventos sísmicos producidos en décadas atrás lo que ha conllevado a que se aplique la normativa al momento de edificar, cabe recalcar que muchas de las edificaciones han sido diseñadas y construidas hace mucho tiempo, lo cual probablemente la mayoría de ellas no cumplan con los requisitos exigidos con la actual normativa ecuatoriana de la construcción, por esta razón es importante realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica a cada estructura, con el propósito de entender si la estructura es lo suficientemente apta para soportar un sismo según su funcionalidad [4].

La norma ecuatoriana de la construcción (NEC-2015) ha ido modificándose a lo largo de estos últimos tiempos ya que nos encontramos en un país donde ocurren eventos

sísmicos frecuentemente, haciendo hincapié en el área estructural de edificaciones a construir, por esta razón es más exigente en su diseño sismo resistente [7].

Para llevar a cabo una evaluación de vulnerabilidad sísmica podemos utilizar dos métodos: el método cualitativo y el método cuantitativo. El método cualitativo nos permite observar y determinar de forma rápida el tipo de daño que sufrió la parte exterior de la edificación. Este método nos propone la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos nombrada en sus siglas en inglés como FEMA 154, usando matrices planteadas por este manual o también con la ayuda de la Guía Práctica para Evaluación Sísmica y rehabilitación de Estructuras detallado por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-2015) [6].

Por otra parte, el método cuantitativo se refiere al análisis estático no lineal (Pushover), este procedimiento contempla una parte muy importante para el estudio de la vulnerabilidad estructural ya que considera una serie de análisis estáticos lineales incrementales que van tomando en cuenta la variación de la rigidez de cada elemento, a su vez va incrementando las cargas laterales para llegar a tener un cierto límite de desplazamiento o la formación de una rotula plástica, con esto nos permite comprender la capacidad resistente de nuestra estructura y compararla con la demanda ante un evento natural como un sismo. Con este análisis podemos llegar a obtener resultados concretos sobre el daño o el tipo de falla que sufrió la edificación en cada uno de sus miembros y su comportamiento inelástico [9].

Al determinar el grado de vulnerabilidad de nuestra estructura y conocer qué tipo de métodos podemos utilizar sea cualitativamente o cuantitativamente estos serán evaluados de acuerdo con la Norma Seismic Rehabilitation of Existing Building (ASCE 41-06) acatando principalmente los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015). Por lo que es parte importante de los programas de mitigación se los realice para cada ciudad de nuestro país, a la vez encontrar el tipo de estructuras que tienen su grado de importancia como son las de tipo especial y ocupación especial debido a su funcionamiento [3].

En caso de presentarse un sismo, el movimiento del suelo produce una serie compleja de desplazamientos en la edificación que varía con el tiempo, ya que la demanda de desplazamiento se la conoce de la máxima respuesta esperada de la estructura durante

el sismo, este movimiento se da mediante un espectro de respuesta de aceleración que dependerá del criterio de aprobación (nivel de desempeño o daño) utilizado, o a su vez con la ayuda de un acelerógrafo del sitio [6].

La Norma ecuatoriana de la construcción en el apartado de Peligro Sísmico plantea un espectro en respuesta al tipo de suelo, zona sísmica, geología local, cargas sísmicas, penalizaciones en planta y elevación, entre otros factores que integran para obtener un óptimo diseño sismo resistente [10].

Razón por la cual se optó por efectuar un análisis estructural del desempeño sísmico de los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato sea de forma cualitativa, cuantitativa o a su vez empleando un estudio con la ayuda de un acelerógrafo, lo que nos muestra una gráfica sobre las variaciones de aceleraciones de dichas estructuras.

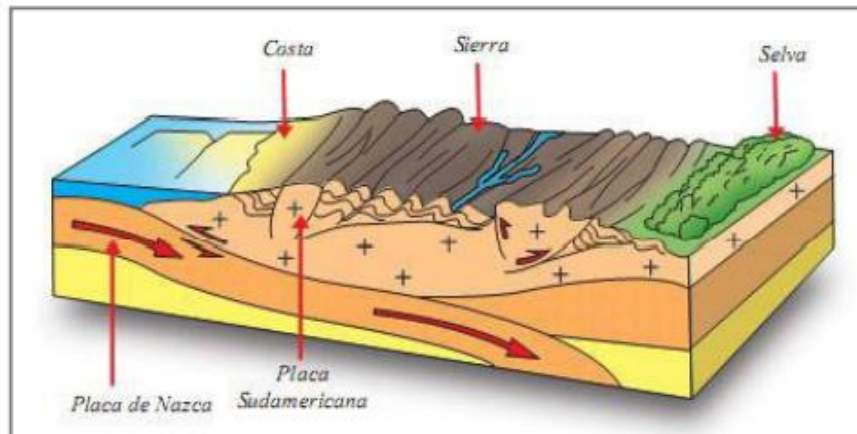
A su vez se utiliza un espectro de respuesta propuesto por la Norma y el espectro que conseguiremos de los estudios llevados a cabo en la Universidad Técnica de Ambato. Con esto obtendremos resultados que nos ayuden a realizar un posible reforzamiento o mejoramiento al edificio con la finalidad de aumentar su desempeño sísmico.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 Riesgo sísmico

Ecuador se encuentra atravesado por dos de las placas tectónicas con mayor movimiento en todo el planeta una de ellas es la placa de nazca que pasa por todo el litoral de Perú, Ecuador y Colombia, la otra es la placa sudamericana, tal como nos muestra en la Figura 1.1, lo que conlleva a que se produzca una infinidad de eventos sísmicos en nuestra nación, por otro lado no solo es el daño que producen estos terremotos sino el mal empleo tanto de la normativa de construcción, así como también las construcciones informales que se dan por el crecimiento de su población en el sector urbanístico y rural de cada provincia, mediante esto muchas de las edificaciones construidas poseen un alto riesgo sísmico [3].

Figura 1: Ondas Sísmicas



Fuente: Instituto Geofísico del Perú, 20002.

El riesgo sísmico es la relación directa que hay entre el peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica, es decir, el riesgo sísmico evalúa y cuantifica los resultados sociales y económicos producidos por un evento telúrico, como resultado de la falla de las edificaciones cuya capacidad resistente fue excedida en un periodo determinado [8].

Por otra parte, las edificaciones que poseen alto riesgo sísmico, en ciudades como es el caso de Quito, Guayaquil, Esmeraldas y Manabí tomando esta última en consideración, con el reciente acontecimiento suscitado en la ciudad de Pedernales, son los reajustes o ampliaciones que han padecido a lo largo de la vida útil de cada estructura, o a su vez a causa del cambio de tipo de uso de la cual se diseñó anteriormente.

Muchos estudios que se han realizado sobre el riesgo sísmico que padecen las estructuras, utilizan como parámetros del sismo, la intensidad macro sísmica la aceleración máxima de manera indirecta, que se da a partir de factores focales, como magnitud, distancia del epicentro entre otras y se evalúa este riesgo sísmico mediante matrices de probabilidad o funciones de vulnerabilidad que se obtuvieron de eventos sísmicos anteriores [11].

Un enfoque para la mitigación del riesgo sísmico es poder aumentar la resistencia de las estructuras, mejorar el comportamiento de cada una de las edificaciones, sus líneas vitales para la protección a los seres humanos, poder reducir su impacto tanto social

como económico y estudiar el posible uso de nuevas técnicas para el mejoramiento de suelos.

1.1.3.2 Peligro Sísmico

Investigaciones sobre el peligro sísmico nos provee una estimación de la aceleración máxima del terreno producida por el sismo. Es por eso que, para reducir los daños en eventos sísmicos futuros, se está llevando a cabo una disminución del peligro sísmico, lo que supone evaluar los daños que pueden causar los sismos máximos esperados durante un periodo de retorno [2].

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece que el peligro sísmico es “La probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de una determinada intensidad, en un periodo de tiempo específico y dentro de una población definida”.

En vista de los eventos sísmicos ocurridos a lo largo de la historia de nuestro país, en donde ha provocado no solo pérdidas materiales y humanas, sino a trabajar en la reducción de dichas perdidas con la creación de la Ingeniería Sísmica, pero también al mejoramiento de estructuras construidas en materiales naturales o premezclados sea el caso del hormigón, madera, estructuras metálicas, dando lugar a un diseño sismo resistente que tiene la finalidad de mejorar el comportamiento de cada edificación frente a un sismo [8].

Al hablar de un diseño sismo resistente en una estructura nos referimos a conceptos tanto de ductilidad y redundancia estructural lo que nos permite reducir de cierta manera las fuerzas inducidas por sismos severos, siempre y cuando se tome en cuenta la facultad de disipar energía en los elementos estructurales y en sus nudos.

En nuestro país la Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece parámetros y medidas cautelares para la construcción de una estructura, tomando en cuenta los requerimientos y metodologías para su diseño sismo resistente acompañadas de criterios de normativas extranjeras reconocidas. Estos parámetros y metodologías empleados están en constante actualización ya que son necesarios para su cálculo y diseño sismo resistente considerando que nuestra nación es altamente sísmica [12].

En el diseño de estructuras sean estas de ocupación esencial o especial, es preciso utilizar niveles de peligro sísmico con el fin de comprobar los diferentes niveles de

desempeño, lo cual nos proporcionarían en las curvas de peligro sísmico el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia [10].

1.1.3.3 Vulnerabilidad Sísmica

Una parte fundamental para evaluar el riesgo sísmico es la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras construidas por el ser humano, en muchos casos una gran parte de estructuras han sufrido severos daños por los diferentes eventos sísmicos sean estos leves o catastróficos, esto se debe a que existen edificaciones con una calidad estructural mejor que otras, por ende, su vulnerabilidad es menor. En otras palabras, podemos decir que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es la calidad estructural o capacidad resistente de sus elementos estructurales ante un sismo [13].

El hecho de que una edificación sea más o menos vulnerable ante un evento sísmico, se debe a que es una propiedad propia de cada estructura, ya que es independiente de la peligrosidad sísmica del sitio, por lo tanto, esta estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo. Mediante la evaluación visual rápida de peligro sísmico basada en la FEMA 154, la cual fue estudiada por ingenieros civiles que se encargaron de evaluar construcciones existentes y clasificarlas según su vulnerabilidad sea esta baja, media o alta para un realizar un óptimo diseño [7].

Muchas estructuras que han sufrido un daño por la ocurrencia de un terremoto, no solo se debe por la mala calidad de los materiales, sino también a que el crecimiento de la población ha ido de forma desordenada llevando a cabo construcciones con ningún control técnico, además se implementan construcciones improvisadas en laderas con grandes pendientes, por lo que la falta de control en la aplicación de la norma de construcción NEC -2015, la falta de ordenanzas estandarizadas para construcciones sismo resistentes y la poca participación de profesionales en la construcción de un sinnúmero de viviendas han provocado que muchas de las edificaciones eleven su nivel de vulnerabilidad frente a un sismo [8].

Dentro de la vulnerabilidad sísmica en estructuras, es importante la experiencia obtenida en sismos pasados, ya que tienden a compartir características comunes y experimentan similares daños frente a un terremoto. Los cálculos estructurales se

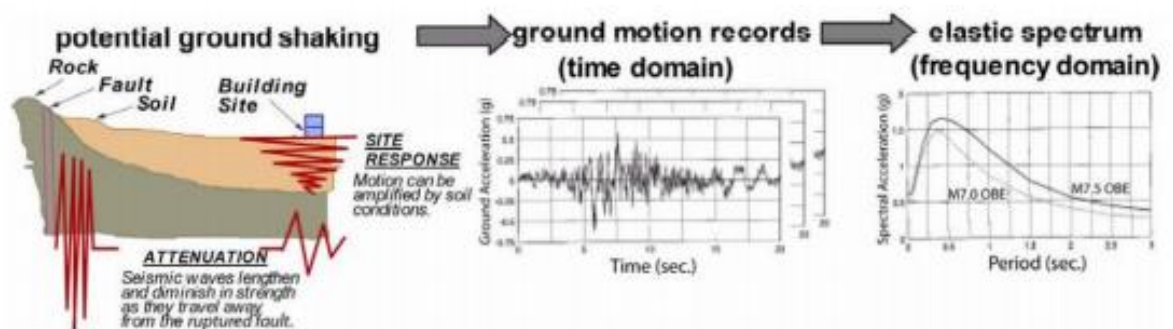
ejecutan para cuantificar la cantidad de fuerza y su deformación por el movimiento producido por el sismo comparándolas con la capacidad resistente de la estructura [9].

1.1.3.3.1 Características del movimiento sísmico del suelo

Mediante la presencia de un sismo, la amplitud, la fase, el contenido de frecuencia dependen de las particularidades del origen (magnitud del sismo, mecanismo de ruptura, orientación en la que falla con respecto al sitio), las singularidades del terremoto se ven claramente afectadas por la atenuación que producen las ondas sísmicas que se dan a través de la roca desde el origen hasta el sitio donde se encuentra la estructura dando cabida a los efectos locales de sitio [4].

En la figura 2 se visualiza de forma clara la fuente al producirse el sismo, la atenuación y los efectos del sitio, ya que ellos afectan las condiciones del terremoto expresado por los registros del movimiento del suelo, velocidad, aceleración y el desplazamiento que tuvo el suelo en el tiempo que tardó en ocurrir el terremoto. Estos registros del movimiento del suelo se definen como espectros elásticos de respuesta ya que determinan el comportamiento de la edificación ante la vibración del suelo que lo soporta [4].

Figura 2: Caracterización de un sismo



Fuente: FEMA 440

1.1.3.3.2 Efectos Locales de Sitio

Es importante conocer las diferentes fallencias que atraviesan nuestros suelos tanto geoméricamente como geotécnicamente respecto a un sitio específico, por lo que, al momento de construir, conocer la tipología del suelo conlleva a poder realizar un buen diseño. El impacto de eventos sísmicos producidos en nuestro territorio involucra a

que muchos profesionales establezcan una estimación del movimiento sísmico máximo esperado durante la vida útil del proyecto, ya que se debe tomar en cuenta los efectos locales de sitio, las cuales pueden tener un gran impacto en la severidad de los daños estructurales que se puedan dar [8].

Estos efectos en periodos mayores a 0.5 segundos establecen que sus amplificaciones espectrales son mucho mayores para sitios de suelo que para sitios en roca, de tal manera que si su periodo es relativamente largo su amplificación crecerá, no obstante, la rigidez del perfil del subsuelo decrece [5].

Es importante conocer que, para estructuras de periodos largos, en este caso sean puentes o edificios altos, los efectos locales de sitio tienen un valor muy significativo al momento de llevar a cabo dicha construcción, de esta manera se puede resumir los principales factores que influyen en los efectos locales de sitio mediante la siguiente Tabla 1 [7].

Tabla 1: Principales factores que influyen en los efectos locales de sitio.

Tabla 1: Principales factores que influyen en los efectos locales del sitio (Romo et al., 2000)	
Sismológicos	Intensidad y contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos de roca basal Duración de los movimientos en roca basal
Geológicos	Estructuras geológicas locales Tipo de roca subyacente Espesor de los depósitos de suelo Características estratigráficas Tipos de suelos
Geotécnicos	Características de vibración elástica de los depósitos de suelo Comportamiento no lineal del suelo Impedancia relativa entre la roca basal y los depósitos de suelo sobre-yacientes
Geométricos	Depósitos de suelo estratificados no horizontales Topografía de la interfaz suelo – roca basal Configuración de la cuenca

Fuente: Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.
NEC 2015.

1.1.3.4 Procedimientos para la Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

Según Nocevski y Petrovski se realizan técnicas directas las cuales predicen el daño causado por el sismo en la estructura mediante técnicas estadísticas y métodos

mecánicos. Las técnicas estadísticas se fundamentan en la observación y cuantificación del daño causado por el terremoto. Estas técnicas se consideran empíricas ya que solo necesitan investigaciones de campo, estudios después de haber ocurrido el terremoto y la experiencia de expertos en el chequeo de daños. Esta técnica no se la realiza a una edificación en específico ya que conllevaría un alto costo, la mayoría de estudios que se han realizado se lo ha ejecutado para estructuras a gran escala o también a toda una región. Los métodos mecánicos están basados en la modelación mecánica del comportamiento de los elementos estructurales de la edificación por lo que llevan su nombre de vulnerabilidad calculada. Una ventaja al utilizar esta técnica es la de predecir el comportamiento sísmico de una estructura en zonas de baja sismicidad, donde la ocurrencia de un sismo es baja y los datos acerca del daño provocado en las edificaciones son limitadas o en otros casos inexistentes [13].

Las técnicas indirectas realizan un análisis sobre el índice de vulnerabilidad de la estructura, es decir, evalúa la calidad estructural del edificio ante cargas sísmicas, de esta manera relacionarlas con el daño producido por el terremoto en la edificación. Existen también técnicas convencionales aplicadas a estudios de vulnerabilidad a gran escala, donde introducen un índice de calidad independiente del daño ocasionado por el sismo dando una media relativa de la vulnerabilidad en un área determinada. Las técnicas híbridas combinan las técnicas directas e indirectas mediante un índice de vulnerabilidad de acuerdo al problema que tiene la edificación [8].

Es importante conocer la aplicación de estas técnicas a estructuras que han sufrido un daño por la ocurrencia de un terremoto, lo que ha permitido clasificarlas en un plano más global dentro de los métodos cualitativos y cuantitativos descritos anteriormente, ya que dependen principalmente del nivel de evaluación estructural que debe tener dicha edificación. Por este motivo estos métodos generales serán descritos de manera detallada para poder evidenciar el sistema de trabajo de cada uno de ellos [3].

1.1.3.4.1 Métodos cualitativos

Es un método que se lo implementa de manera rápida y visual, para tener un concepto más claro del daño y el grado de vulnerabilidad de la estructura, esto puede ser referente a solo una edificación o a un área determinada [6].

La evaluación de una estructura se lleva a cabo mediante un análisis cualitativo sobre el daño sísmico que sufrió la edificación en el terremoto, mediante una inspección visual o pruebas realizadas en laboratorios, en varios libros recalcan sobre el uso de diferentes técnicas de evaluación para la vulnerabilidad sísmica [14].

1.1.3.4.2 Inspección y evaluación visual rápida de estructuras FEMA 154 Y NEC 2015

La guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras establece un método práctico para la inspección y evaluación visual de manera rápida de una estructura determinando el grado de vulnerabilidad que tiene la edificación ante un evento sísmico [15].

Para establecer un correcto análisis debemos planificar, recopilar todos los datos posibles antes y después del sismo para lograr una buena interpretación. Rapid Visual Screening (RVS) es un método que desarrolló la FEMA 154 para identificar el daño sufrido por una estructura ante un terremoto, la realización de un inventario y examinar las edificaciones altamente peligrosas con la ayuda de un profesional detallando el grado de vulnerabilidad de la edificación. Además, el RVS identifica los atributos de la estructura que puedan contribuir con un rendimiento sísmico deficiente, así como los materiales estructurales del edificio, haciendo que el tiempo de revisión varíe por cada edificación o un grupo de edificaciones tomadas [6].

Este método se basa en la observación visual del edificio de la parte exterior, como de la parte interior, a su vez realiza un formulario que recolecta datos del edificio como: la ubicación de la estructura, foto de la edificación, año de construcción, número de pisos, fallas geológicas, área de construcción, nombre de la edificación, ampliaciones, tipo de ocupación, irregularidades tanto en planta como en elevación [8].

También toma en cuenta el número de personas que ocuparan la edificación, el tipo de suelo, los tipos de elementos no estructurales, los peligros exteriores. De esta manera se puede evidenciar en la Tabla 2 y 3 los formularios para una inspección y evaluación de una estructura dispuesto por la FEMA 154.

Tabla 2: Formulario de Inspección y Evaluación Nivel 1

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. Nivel 1
 FEMA P-154, Formulario de recolección de datos ALTA SISMICIDAD

FOTOGRAFIA

Dirección: _____
 Código Postal: _____

Otros identificadores: _____
 Uso: _____
 Latitud: _____ Longitud: _____
 S1: _____ S2: _____
 Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____

N° pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ EST
 Área total en planta: (m²) _____ Año código: _____

Ampliaciones: Ninguna Si, año de construcción _____
 Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. Histórica Refugio
 Industrial Oficinas Educación Gubernamental
 Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial # Unidades: _____

Tipo de suelo: A (roca dura) B (roca prom.) C (Suelo denso)
 D (suelo rígido) E (suelo suave) F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)

Peligros geológicos: Licuefacción: S/No/DNK Deslizamiento: S/No/DNK
 Ruptura de superficie: S/No/DNK
 Adyacencia: Golpeteo Objetos peligrosos al caer de edif. más altos
 Irregularidades: En elevación (tipo/severidad) _____
 En planta (tipo) _____

Peligros exteriores: Chimeneas no ancladas Revestimientos pesados
 Antepechos, barandas Anexos Otros _____

COMENTARIOS

Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																			
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe	DNK	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	IMH
Puntaje Básico			3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1			-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1			-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)			-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código			-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia			1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B			0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)			0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)			-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, 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 DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/>	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?	Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresos	<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)	<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes	<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable
Fuente del tipo de suelo:	<input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F	<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes
Fuente de los Peligros Geológicos	<input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	<input type="checkbox"/> No
Persona contacto:		Se recomienda una Evaluación No Estructural?
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?		<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2		<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> 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

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Tabla 3: Formulario de inspección y evaluación Nivel 2

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)	
FEMAP-154 Formulario de Recolección de Datos.		ALTA SISMICIDAD	
La recopilación de datos de nivel 2 opcional se realizará por un profesional de la ingeniería civil o estructural, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.			
Nombre edificio:	Puntaje Final Nivel 1: SL1 =		(no se considera SMR)
Inspector:	Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, VL1 =		Irregularidad en planta, PL1 =
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S = (SL1 + VL1 + PL1) *		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE			
Tema	Aspecto (se venientados, encerrar en un cuadro el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)		Si
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
	Piso doble y/o piso plano (incluyen máximo uno)	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro	-0.3
		Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es viable este tipo de pared no antisísmica 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 momentos, 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
	Discontinuidad	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
	Columnas cortas	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
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados o de aquilata en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-1
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5
	Nivel desplazado	Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3
C1, C2, C3, PC1, PC2, RMI, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.		-0.5	
Otra irregularidad	C1, C2, C3, PC1, PC2, RMI, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de refuerzo o placas adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Existe un nivel desplazado en uno de las plantas o en el techo.	-0.5	
	Se observe otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	
	Se observe 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 realmente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)		-0.7
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí		-0.4
	Escuadra ventral: Ambas proyecciones de la escuadra 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/lazo de planta en Edificaciones C1, C2: Las vigas o columnas no están alineadas con las columnas en planta		-0.4
Redundancia	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0.7
	La edificación tiene al menos dos varas con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.		0.3
Golpeo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y		-1
	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.		-1
Edificación S2	El edificio usa geometría 4 de anteamortamiento		-0.5
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momentos		-1
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetas a flexión transversal según planos (No se combinan con modificadores de Post-Referencia o de Reacondicionamiento)		-0.4
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes cortas en una bodega.)		0.3
LRM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.		-0.4
MH	Existe un sistema de amortiguamiento sísmico adcomplementario entre el suelo y la vivienda		1.2
Reacondicionamiento	Una reacondicionamiento o reacondicionamiento exhaustivo es viable o se concors por los planos dados.		1.4
PUNTAJE FINAL NIVEL 2: SL2 = (S + VL2 + PL2 + M) x Serie:			Talleres a formulario 1
Se observa algún daño o deterioro o otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No			
Si es afirmativo, describa la condición en la sección posterior de comentarios e indique en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación.			
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES			
Ubicación	Aspecto (Chequear "SI" o "No")	si	no
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no antisísmica o una chimenea de mampostería no reforzada		
	Existe un nivel inferior pesado		
	Existe un techo pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente		
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.		
	Existe un anexo colgante en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		
Interior	Existe una edificación adyacente más alta con una pared LRM no anclada o un antepecho o chimenea LRM no antisísmica.		
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.		
	Existe/usan de arcos o tabiques de ladrillo empotrados o conectores de salida		
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transfrío 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 como una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes -- Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o incidentales que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes -- Evaluación No Estructural Detallada no requerida			
Comentarios			

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

En vista de que el formulario propuesto por la FEMA 154 ha tenido muy buenos resultados en el ámbito de proporcionar una respuesta rápida a los problemas que han sufrido muchas estructuras en un terremoto, ha llevado a que la normativa de nuestro país lo utilice, ya que nos encontramos en una zona altamente sísmica por lo que la Guía Práctica para evaluación sísmica y Rehabilitación de Estructuras realizo un formulario para evaluar la vulnerabilidad sísmica basándose en la matriz de la FEMA 154, como se indica en la siguiente Tabla 4 [6].

Tabla 4: Formulario Evaluación Sísmica NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACIÓN DE EDIFICACIÓN	DATOS DE EDIFICACIÓN:													
	Dirección:													
	Nombre de la edificación:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluación:						
	Año de construcción:							Año de remodelación:						
	Área construida en m ² :							Número pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador: Ing. Bolívar Chicaiza													
	C.I. 1801602879													
Registro anesecyt: 7535														
Fotografía														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1									
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2									
Mampostería reforzado	RM	Portico H. Armado con	C3	Portico acero doblado en frío	S3									
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	mampostería confinada sin		Portico acero laminado con muros	S4									
		H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mampostería	S5									
PUNTAJES BÁSICOS, 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	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.2	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	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en 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														
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA														
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial													
2.0 > S > 2.5	Media vulnerabilidad													
S > 2.5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluación
OBSERVACIONES:-														

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC-2015

En este formulario se pueden constatar parámetros como: dirección de la edificación, nombre del edificio, uso, año de construcción, área construida, número de pisos, esquema estructural en planta y elevación de la edificación, fotografía del edificio, tipo de suelo donde esta cimentada, datos del profesional evaluador, etc. Es necesario la utilización de este procedimiento ya que tanto la FEMA 154 como la guía de rehabilitación de estructuras plantean una categorización para los diferentes tipos de

sistemas estructurales que existen, por lo que se puede observar en la tabla 1 la tipología del sistema estructural de una edificación para la FEMA 154 y la Tabla 5 para la NEC-2015 [7].

Tabla 5: Tipología estructural FEMA 154

W1	Viviendas unifamiliares o multifamiliares de estructuras de madera de uno o más pisos de altura.
W1A	Marco de madera liviana para viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrados por planta.
W2	Edificios comerciales e industriales de estructura de madera con una superficie de más de 5.000 pies cuadrados
S1	Estructura de acero resistente a momento
S2	Edificio de acero reforzado
S3	Edificios de metal ligero
S4	Edificios de estructura de acero con muros de corte de hormigón
S5	Edificios de estructura de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Edificios de hormigón resistente a momento
C2	Edificios de hormigón con muros estructurales
C3	Edificios de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
PC1	Edificios inclinados
PC2	Edificios de hormigón prefabricado
RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo
RM2	Edificio de mampostería reforzada con piso rígido y diafragma de techo
URM	Edificios de mampostería no reforzada con muros de carga
MH	Viviendas prefabricadas

Fuente: FEMA 154

Tabla 6: Tipología estructural de edificaciones NEC 2015

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

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC 2015

En cada una de las tablas establecidas tanto por la FEMA 154 como por la NEC 2015 correspondiente a la tipología del sistema estructural establece una relación entre las dos normativas ya que cada una de ellas tienen en común los materiales a utilizar sean estos hormigón, madera o acero, solo en nuestra normativa existe una tipología donde se usa la combinación de dos materiales distintos, en la guía práctica de rehabilitación de estructuras nos indica que la clasificación denominada (MX) junta dos materiales diferentes para poder ser estudiadas y evaluadas conforme a su comportamiento [16].

Esta clasificación es necesaria para llevar a cabo la puntuación de los modificadores del sistema estructural ya que estos afectan de manera directa el rendimiento de la edificación en estudio. La FEMA 154 establece que estos modificadores proporcionan una puntuación, a las características de los edificios, a sus atributos de desempeño puntuándolas de manera positiva o negativa dependiendo a la afectación del rendimiento del edificio y por ultimo al tipo de suelo, en la tabla 7 podremos visualizar los modificadores que establece la FEMA 154 y en la tabla 8 lo que establece la NEC 2015 [16].

Tabla 7: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNM)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{min}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ S _{min}																		

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Tabla 8: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S.

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	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	NA	NA	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	NA	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	NA	NA	NA	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	NA	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	NA	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

Estos puntajes son de gran utilidad para determinar la probabilidad de colapso que puede tener una estructura, además nos permite convertir en puntajes finales S, lo que conlleva al uso de la metodología HAZUS que se encarga de estimar dicha probabilidad mediante un análisis de fragilidad, nuestra normativa lleva un formato de inspección visual rápida que se complementa y basa en la FEMA 154 [17].

La vulnerabilidad de una edificación se basa en el puntaje estructural final que ha sido obtenido después de la inspección, sean estos dados por la suma o resta de puntajes antes mostrados según el tipo de sistema estructural escogido anteriormente, si en los resultados S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si esta entre 2 y 2.5 se considera como vulnerabilidad media y si el puntaje es menor a 2 la estructura se denomina como una edificación con alta vulnerabilidad, de esta manera poder ser analizada de manera puntual [9].

1.1.3.5 Métodos Cualitativos

En el análisis de una estructura es primordial realizar un estudio donde se busca identificar el comportamiento del edificio ante una demanda sísmica mediante modelos computarizados. La NEC – 2015 nos indica un análisis estático no lineal para conocer el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación, tomando en cuenta parámetros importantes para su chequeo, determinando su punto de desempeño sísmico y la curva de capacidad de la estructura [6].

1.1.3.5.1 Aceptación del análisis estático no lineal

Muchos análisis de edificaciones se han realizado y diseñado en el campo lineal para tener una estimación tanto de la respuesta como del desempeño sísmico de la estructura, aunque estos métodos no siempre sean exactos. En vista de estos hechos hoy en día necesitamos métodos y análisis que se sujeten más a realidad ya que las pérdidas a casusa de un evento sísmica son grandes, por esta razón los procedimientos no lineales elaboran una presentación más exacta de su respuesta y desempeño sísmico. Este análisis aporta una gran ayuda para edificaciones que por uno u otra razón han sido calificadas y evaluadas como deficientes por análisis lineales sean estos dinámicos o estáticos por lo que hace que este método califique y valore cada uno de sus elementos estructurales realizándolo de manera eficiente [11].

De esta manera podemos establecer de manera directa criterios que nos establece tanto la Norma Ecuatoriana de la Construcción, así como normas internacionales vigentes para el estudio de edificaciones que han sufrido daños estructurales en un sismo y sea hace necesario la utilización de un análisis estático no lineal (Pushover) como también un análisis estructural por desempeño para llevar a cabo un estudio detallado del edificio [3].

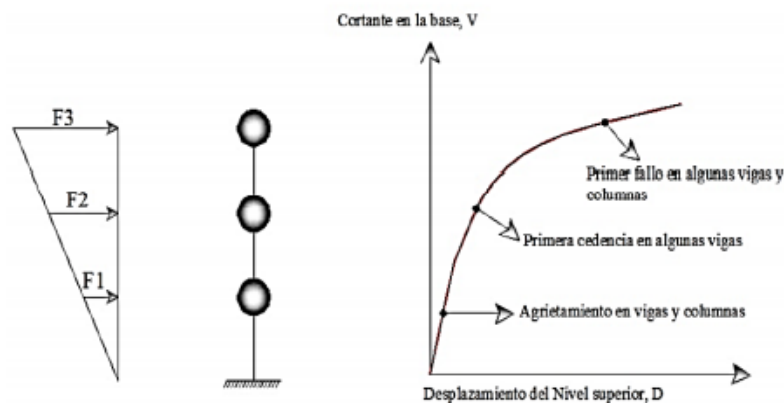
1.1.3.5.2 Análisis Estático no Lineal (Pushover)

Este análisis es una alternativa practica para encontrar la respuesta de una edificación ante un sismo, sustentando sus investigaciones sobre cada elemento estructural, aplicando cargas laterales con el propósito de observar la formación de rotulas plásticas prediciendo la fuerza sísmica, la demanda de deformación de la estructura y llevándola al colapso debido al incremento de estas cargas laterales. Este método ha sido aplicado en estructuras que necesitan adecuarse debido a que son vulnerables ante este tipo de eventos sísmicos, ya que la demanda está relacionada con la amenaza sísmica del sitio del edificio mientras la capacidad resistente depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de sus elementos estructurales [6].

Además, el objetivo es capturar el comportamiento real de la estructura por lo que el análisis Pushover se realiza utilizando las propiedades del material esperados por cada uno de los miembros modelados, la acción de las cargas gravitacionales, las dimensiones de cada elemento estructural, así como también la información de su refuerzo longitudinal y transversal. Estas cargas gravitacionales producen las primeras deformaciones en la estructura, por lo consiguiente las cargas laterales van incrementándose poco a poco en una dirección hasta que se forme la rótula plástica llevando a cabo la redistribución de la rigidez de la estructura, por lo tanto, este procedimiento prosigue de manera iterativa hasta que la estructura falle por completo [8].

En este procedimiento la técnica del Pushover se la utiliza para encontrar la curva de capacidad, una curva que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral tal como nos indica en la Figura 3, lo cual consiste en llevar una estructura ya diseñada y modelada al colapso; esto se lleva a cabo mediante la introducción de un patrón de cargas laterales incrementales y cargas gravitacionales [5].

Figura 3: Análisis Pushover



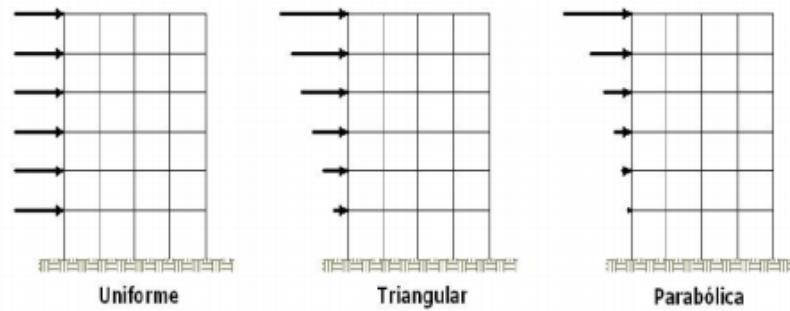
Fuente: Procedimiento utilizado para el Análisis Pushover. Fajfar 2002.

Dentro de este análisis es importante resaltar, que a pesar de que este método se basa en la obtención de desplazamientos y trata la no linealidad de una estructura, existen varias limitaciones al momento de aplicar e interpretar los resultados, como por ejemplo de que el análisis Pushover se centra en la energía de deformación de una estructura y puede llegar a despreciar la energía asociada de las componentes dinámicas de las fuerzas, otro punto son los efectos de torsión ya que producen las variaciones de resistencia y rigidez los cuales no pueden ser considerados por el método del Pushover debido a su análisis en dos dimensiones, por último los patrones de carga solo consideran las fuerzas sísmicas laterales y descartan las cargas sísmicas verticales [4].

La FEMA 356 nos recomienda ubicar un nodo de control para establecer los desplazamientos globales del edificio al momento de realizar este análisis, este se situará en el centro de masas del último piso de la estructura, tomando a consideración que no se colocara sobre el tapa gradas por la pequeña cantidad de rigidez que estos aportan [18].

Al utilizar este método nos permite conocer el fallo de cada uno de sus elementos estructurales por lo que la forma de distribución de las fuerzas laterales sean estas constantes, lineales o parabólicas influye en la determinación de la curva de capacidad, considerando que no existe un patrón único de cargas por lo cual la curva de capacidad se define como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones [12].

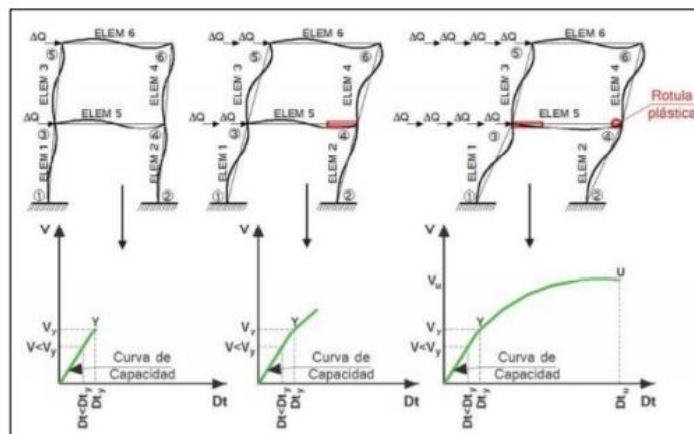
Figura 4: Patrón de fuerza lateral



Fuente: Arévalo & Bermúdez, Patrones de carga. 2007

En la Figura 5 podemos observar el comportamiento de un pórtico que sometido a patrones de carga tanto gravitacional como lateral se muestra la formación de rotulas plásticas, las curvas del Pushover que se generan mediante estas cargas y la variación del comportamiento y la capacidad de sus miembros estructurales [19].

Figura 5: Descripción de la Técnica del Pushover y Curva de Capacidad Sísmica Resistente.



Fuente: Arévalo & Bermúdez, Patrones de carga. 2007

1.1.3.5.3 Capacidad

Para realizar un estudio de la capacidad de una estructura, debemos obtener la curva de capacidad la cual está definida por ciclos de histéresis, es decir la carga y descarga de los elementos estructurales, esta curva de histéresis es nada más que una gráfica de esfuerzo – deformación que nos muestra el deterioro que han llegado a sufrir los materiales de dicho edificio [5].

El modelo de capacidad de una edificación se define por dos puntos de control, siendo uno de ellos la capacidad de fluencia ya que es la fuerza de resistencia del edificio

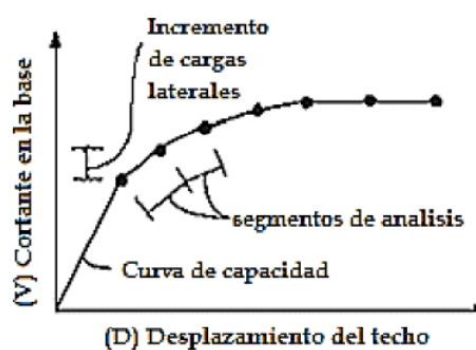
antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no lineal y la capacidad última que es la máxima fuerza del edificio cuando todo el sistema estructural de la estructura ha llegado su estado plástico [6].

1.1.3.5.4 Curva de capacidad

En la utilización del método del Pushover un factor primordial para el análisis de una estructura era la gráfica de la curva de capacidad ya que nos indicaba el punto de falla que padecían cada uno de los elementos estructurales a ensayar, esta curva relaciona las fuerzas que generan a nivel de la base del edificio (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en la parte superior de la edificación [3].

Esta curva se realiza para representar la respuesta que tiene el primer modo de vibración del edificio basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración es aquel que predomina en la respuesta estructural. Esta hipótesis es válida para estructuras con un periodo de vibración que rodean al 1 segundo, ya que para estructuras más flexibles donde su periodo de vibración es mayor a 1 segundo el análisis debe considerar los efectos modales más altos de vibración, en la Figura 6 se muestra el trabajo de la curva de capacidad de una edificación teniendo en las ordenadas el cortante basal y en las abscisas los desplazamientos ya que este último va variando por las cargas laterales que sufre la estructura en el sismo [8].

Figura 6: Curva de Capacidad



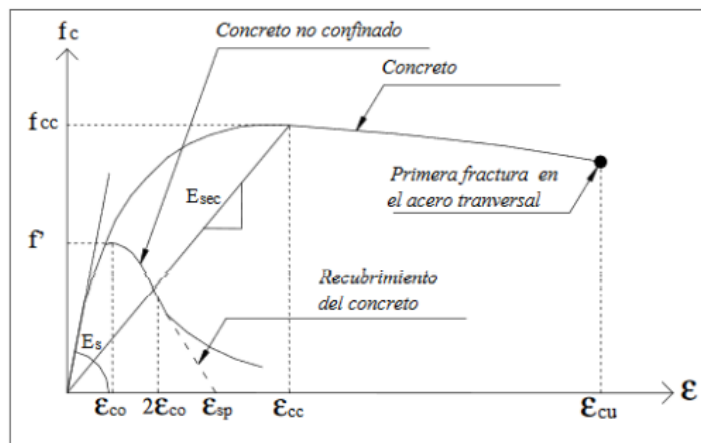
Fuente: ATC 40

1.1.3.5.5 Modelo de Mander

En los modelos que se utilizan regularmente para diseños en el rango lineal no reflejan el aumento de ductilidad del hormigón causado por su confinamiento por esta razón se

determina la utilización de modelos en el rango no lineal. Este modelo se define por una curva continua considerando también la resistencia a compresión del hormigón, en muchos de los casos se aplica para secciones circulares, rectangulares o cuadradas, ya que la deformación última del hormigón se da por la falla del refuerzo transversal debido a que no es capaz de confinar al núcleo del hormigón, por lo que las deformaciones transversales al núcleo son muy grandes. En la Figura 7 se comparan las curvas de esfuerzo – deformación para un hormigón no confinado y confinado, teniendo este último un incremento a la resistencia a compresión, así como también en su capacidad de deformación [8].

Figura 7: Modelo de Mander

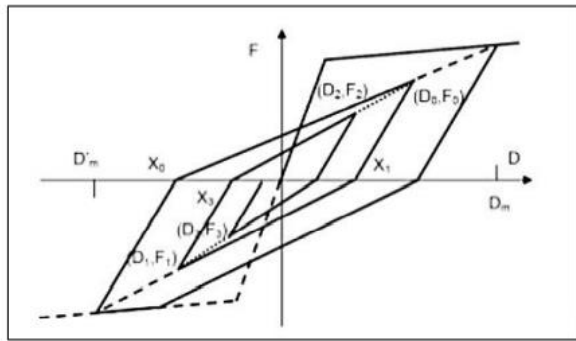


Fuente: B. Mander, M. Priestley y R. Park, Stress Theory

1.1.3.5.6 Modelo Takeda

Este modelo se emplea para estructuras de hormigón que presentan una reducción en la rigidez como una función de la ductilidad y una de las principales funciones de este modelo es su comportamiento no lineal graficado con un modelo de histéresis, de acuerdo con varios estudios realizados este modelo incluye cambios en la rigidez a flexión debido al agrietamiento, siendo uno de los limitantes de este modelo el que no se considere el fallo o daño excesivo causado por el deterioro por cortante, en la Figura 8, el modelo de Takeda simula un comportamiento de flexión absoluta de una estructura [3].

Figura 8: Modelo Takeda

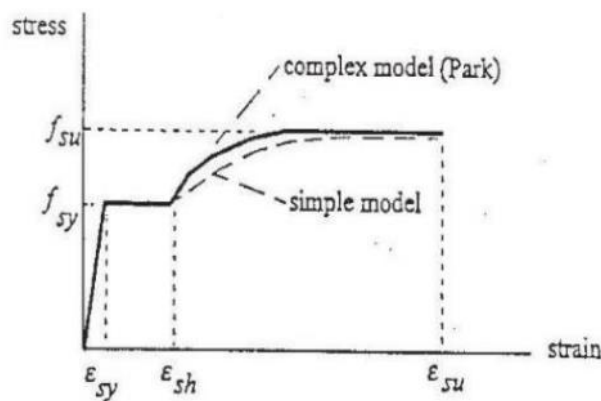


Fuente: Modelo de Histéresis (OTANY, 2012)

1.1.3.5.7 Modelo de Park

En vista de los modelos expuestos anteriormente uno de los principales componentes para el estudio de una estructura es el comportamiento que tiene el acero, por lo cual este modelo presenta una curva de esfuerzo – deformación a tensión del acero, este procedimiento está compuesto de 3 zonas, zona elástica lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación, haciendo que el acero recupere su propiedad de resistir carga, tal como lo muestra la Figura 9, [6].

Figura 9: Modelo de Park



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

1.1.3.5.8 Espectro de capacidad

Al hablar del método del espectro de capacidad la ATC-40 no recomienda convertir la curva de capacidad, que está en términos del cortante y del desplazamiento a un Espectro de Capacidad que representa el formato de un espectro de respuesta en Aceleración-Desplazamiento (ADRS), [20]. Por lo consiguiente se han empleado ecuaciones para la transformación y son las siguientes:

$$S_{di} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

Ec. 1

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof}}$$

Dónde:

Ec. 2

W= Carga viva de la estructura

V_i = Cortante Basal en el punto i

S_a = Aceleración Espectral

S_d = Desplazamiento espectral

Φ_{roof} = Amplitud del primer modo en el tope de la estructura

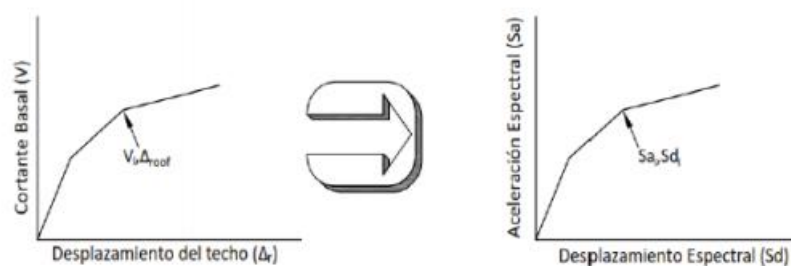
Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura

PF= Factor de participación modal

α_1 = Coeficiente modal de la masa

En la Figura 10 nos muestra la transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, donde primero se calcula el factor de participación modal PF y el coeficiente modal de la masa α_1 usando las ecuaciones dadas ya que, para cada punto de la curva de capacidad, se calcula el punto asociado para el espectro de capacidad [19].

Figura 10: Transformación de la Curva de Capacidad



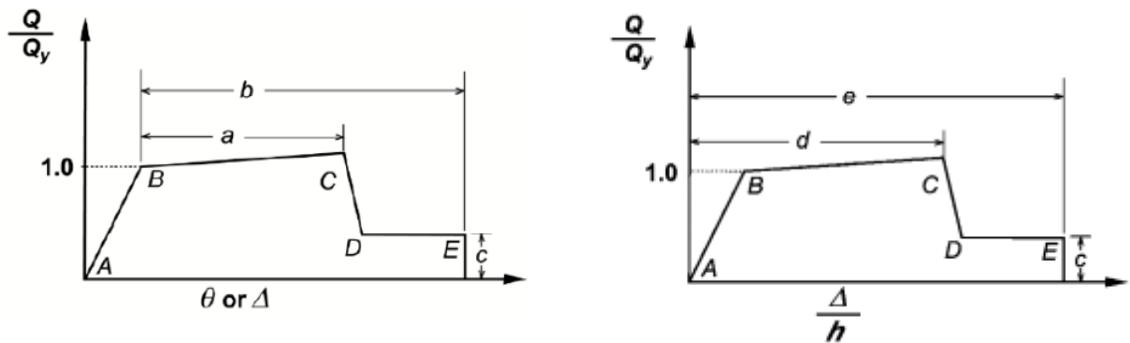
Fuente: ATC 40

1.1.3.6 Elementos dúctiles de hormigón armado

En una estructura es importante conocer las características de los elementos dúctiles que existen para llevar a cabo su análisis estático no lineal ya que es primordial conocer el comportamiento de los componentes de la estructura para su correcta modelación, de esta forma al llevar a cabo una relación fuerza – deformación estaremos definiendo el comportamiento de los elementos estructurales del edificio [21].

Estas deformaciones pueden estar expresadas como curvaturas, rotaciones o elongaciones ya que esto ocurre después de la fluencia, es decir representan las deformaciones inelásticas. En la Figura 11 podremos observar cada uno de los puntos formados por cargas incrementales producidas en un sismo, a su vez se verificará parámetros como la resistencia reducida (c), el valor (Q/Q_y) que está asociado tanto como con la flexión, compresión y cortante [7].

Figura 11: Relación Fuerza – Deformación para elementos de Hormigón.



Fuente: ASCE 41-13

Es importante determinar cada uno de estos parámetros ya que nos ayuda a continuar con el análisis de la estructura, por esta razón el ASCE 41-13 nos establece valores para modelar estos puntos del diagrama anteriormente presentados, así como el nivel de desempeño que tiene el edificio de acuerdo al tipo de elemento estructural utilizado y el tipo de falla que presenta la estructura. En las figuras 12 y 13 se indica los valores propuestos por la ASCE 41 -13 tanto para vigas como columnas [17].

Figura 12: Criterios de aceptación para vigas de Hormigón Reforzado

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
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	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

Figura 13: Criterios de aceptación para Columnas de Hormigón Reforzado

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^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								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^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

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes

1.1.3.6.1 Desempeño

Muchos estudios realizados a estructuras no solo por su suelo sino por la capacidad resistente ante eventos sísmicos de gran magnitud ha llevado a que se concentren en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simple, en donde normativas como la FEMA 273-356, ATC-40 han implementado métodos los cuales han enfocado de forma explícita la demanda de desplazamientos o puntos de comportamiento y respuestas inelásticas. Por esta razón el desempeño se cuantifica en la cantidad del daño sufrido por el edificio por un sismo y el impacto que tienen estos daños después de la ocurrencia de estos eventos [20].

Este concepto no necesariamente debe ser aplicado para edificios, sino para todo de estructuras que han sido inmersas o afectadas en un terremoto, razón por la cual tanto la FEMA 356 como la ATC-40 clasifica los niveles de desempeño tanto para elementos estructurales como no estructurales para proporcionar un análisis de toda la estructura [18].

1.1.3.6.2 Niveles de Desempeño no Estructural

- ❖ NP-A. Operacional: En este nivel se espera que después de soportar un sismo la estructura, sus elementos no estructurales, así como sus otros sistemas sigan en su sitio y funcionen adecuadamente.
- ❖ NP-B. Ocupación Inmediata: Aquí los elementos no estructurales seguirán en su sitio, pero maquinarias y equipos pueden presentar alguna anomalía para su correcto funcionamiento sin comprometer la ocupación de la estructura.
- ❖ NP-C. Seguridad: En este nivel después de la ocurrencia del sismo tanto los sistemas como los componentes no estructurales pueden presentar daños, pero no incluye el colapso o la falla total de la estructura, sino que son agravios secundarios en equipos o maquinarias.
- ❖ NP-D. Amenaza reducida: Este estado se presenta cuando tras acontecer el sismo los elementos no estructurales sufren un gran daño, pero tampoco incluye la caída o falla total de la estructura. Aunque estos daños pueden afectar directamente a un grupo de personas al producirse la caída de una pared de un cerramiento, etc.

- ❖ NP-E. No considerado: Este no es un nivel de desempeño, pero ayuda con la evaluación de los elementos estructurales que no han sido inspeccionados antes o después del sismo.

1.1.3.6.3 Niveles de Desempeño Estructural

- ❖ SP-1. Inmediata ocupación: En este nivel todo el sistema de cargas verticales y laterales no se ven afectados por el sismo, no tienen un nivel de daño estructural alto ni moderado por lo cual la estructura funciona normalmente.
- ❖ SP-2. Daño Controlado: En este estado la estructura no recibe un daño total, pero se encuentra entre el límite de la ocupación inmediata y seguridad, aquí no existen pérdidas humanas, pero sí un poco de pérdidas materiales.
- ❖ SP-3. Seguridad: Aquí se puede observar daños significativos en la edificación, sin embargo, la mayoría de elementos estructurales se mantienen. Por lo consiguiente la vida de las personas de la estructura corre un riesgo y el coste de reparación es altamente caro.
- ❖ SP-4. Seguridad Limitada: Entra en un estado de daño que varía entre las condiciones de seguridad y estabilidad estructural, lo que provoca que la vida de los ocupantes esté en peligro y muchos de elementos estructurales fallen.
- ❖ SP-5. Estabilidad Estructural: En este estado la estructura presenta daños graves en sus elementos estructurales lo que puede ocasionar un colapso total o parcial del edificio ya que se dan una serie de daños debido a la degradación de su rigidez y la poca resistencia a cargas laterales y verticales. Por esta razón corren mucho riesgo la vida de los ocupantes de dicha estructura y se necesita una reparación urgente.
- ❖ SP-6. No Considerado: En este caso no corresponde a ningún nivel de desempeño de la edificación, sino a una evaluación rápida de los elementos estructurales que no han sido considerados.

1.1.3.6.4 Combinaciones de los niveles de desempeño

Esta combinación se da como resultado de los niveles de desempeño de la estructura que ha sido evaluada, lo cual describen las condiciones límites del daño estructural y no estructural durante la ocurrencia de un sismo. En la figura 14 se observa estas combinaciones que nos plantea la ATC-40 [4].

Figura 14: Combinaciones de niveles de desempeño Estructural y no estructural

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	ELEMENTOS ESTRUCTURALES					
	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Fuente: ATC-40

Para analizar a nuestra estructura requerimos de niveles fundamentales para su evaluación los cuales son:

- ❖ 1-A. Operacional: Este nivel de desempeño es muy aplicable ya que el daño que sufre la estructura es limitado, sus elementos no estructurales no sufren ningún daño total por lo que el edificio funciona con normalidad después del sismo.
- ❖ 1-B Ocupación Inmediata: Este nivel se lo realiza para estructuras esenciales porque se espera que los sistemas del edificio puedan utilizarse normalmente después de ocurrir el sismo aun así presenten un ligero daño en su funcionamiento.
- ❖ 3-C Seguridad: Alcanza un daño relativamente bajo en las amenazas de seguridad de vida de la estructura, lo que da lugar a que el daño estructural sea mínimo y la caída de elementos no estructurales no provoque pérdidas humanas.
- ❖ 5-E Estabilidad Estructural: En este caso el margen de seguridad de la estructura se pone en riesgo debido al incremento de las cargas laterales que ejerce el sismo sobre la edificación lo que hace que el edificio se encuentre al límite y la probabilidad de un colapso ante posibles replicas sea alto. Cabe

recalcar que no se garantiza la seguridad de los ocupantes, ni de los transeúntes debido a que la estructura sufre daños sumamente graves y la opción de demoler sea lo correcto [5].

1.1.3.6.5 Linealización equivalente

La linealización equivalente se ocupa para modelar la respuesta no lineal de una estructura, ya que su objetivo principal es determinar un desplazamiento máximo utilizando una amortiguación efectiva (β_{eff}) y un periodo efectivo (T_{eff}) en función de su ductilidad, por lo que, este procedimiento se aplica para estructuras no muy grandes (pasado los 10 pisos) y que no tengan una ductilidad muy alta [12].

1.1.3.6.6 Amortiguamiento Efectivo

Son denominados parámetros óptimos equivalente lineales ya que son usados para identificar el tipo de degradación de la estructura. Por esta razón los valores del amortiguamiento se calculan con fórmulas según su valor de ductilidad “u”, en este caso se manifiestan como porcentajes de amortiguación crítica, para modelos de histéresis y valores alfa, denotados de la siguiente manera, [18].

Para: $1.0 < \mu < 4.0$:

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

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

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 4}$$

Para: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] + \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0 \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento Efectivo

β_0 = Amortiguamiento Inicial

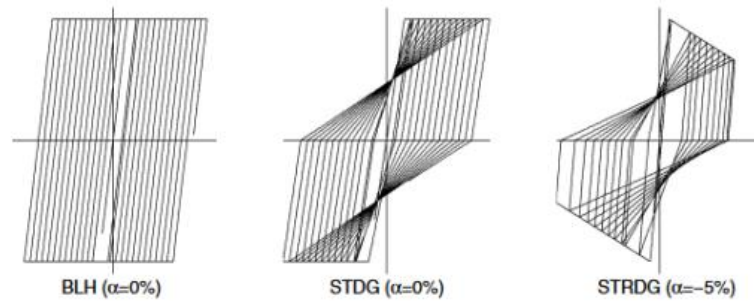
T_{eff} = Periodo Efectivo

T_0 = Periodo Inicial

A, B, C, D, E, F = Coeficientes para el amortiguamiento efectivo

En la figura 15 podemos observar los modelos de histéresis que nos recomienda la FEMA 440 para determinar el tipo de degradación e identificar los coeficientes de amortiguamiento y periodo efectivo [22].

Figura 15: Tipos de Modelos histéricos



Fuente: FEMA 440

Donde:

BHL= Histéresis bilineal

STDG= Degradación de rigidez

STRDG= Degradación de fuerza

La tabla 12 nos indica los valores de los coeficientes para las ecuaciones del amortiguamiento efectivo, ya que estos están en función de las características de la curva de capacidad basado en términos del tipo histérico y rigidez post-elástica (α) [4].

Tabla 9: Coeficientes para el uso de ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.

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

Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Produres.

Estos valores han pasado por una serie de reajustes para llegar a tener coeficientes óptimos para un amortiguamiento efectivo ideal, por lo que muchas estructuras poseen distintas características de rigidez y resistencia, [22]. De esta manera podemos encontrar el valor de la amortiguación efectiva con las siguientes formulas aproximadas:

Para: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 6}$$

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

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 7}$$

Para: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] + \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0 \quad \text{Ec. 8}$$

1.1.3.6.7 Periodo Efectivo

Encontrar los valores para el periodo efectivo es primordial para el cálculo de ecuaciones en base a los tipos de modelos histeréticos y valores alfa, por esta razón las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

Para: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. 9}$$

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

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] + T_0 \quad \text{Ec. 10}$$

Para: $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)} - 1} \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec.11}$$

Donde:

T_{eff} = Periodo Efectivo

T_0 = Periodo Inicial

G, H, I, J, K, L = Coeficientes para el periodo efectivo.

De la misma manera en la tabla 12 encontramos los coeficientes para el periodo efectivo basándose en las características del espectro de capacidad, así como su oscilador en términos del tipo histérico y rigidez pos-elástica (α), [17].

Tabla 10: Coeficientes para el uso de ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.

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

Fuente: FEMA 440

Los coeficientes que nos expone la FEMA 440 son valores optimizados para un cálculo real que se ajustan a las necesidades de las estructuras de forma concisa, por lo que las ecuaciones establecidas a continuación están hechas para cualquier espectro, independientemente del modelo histérico, [22].

Para: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. 12}$$

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

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] + T_0 \quad \text{Ec. 13}$$

Para: $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 14}$$

Demanda

En una estructura la demanda depende de la ocurrencia de un sismo ya que no es un valor constante a comparación de la capacidad, puesto a que depende de fuerzas externas, para la representación de la demanda en un edificio se realiza una curva de demanda la cual usa un espectro que puede ser de carácter elástico o inelástico. Esta curva no es más que un espectro de respuesta dividido para el factor de reducción de resistencia R, lo cual nos indica que si la edificación es más dúctil tendrá más tiempo para evitar daños significativos a la estructura como también pérdidas humanas, por lo que tendrá un mejor comportamiento. Cabe recalcar que mientras más alejado se encuentre el espectro de capacidad con respecto al espectro de demanda mayor será el daño que se espera para el edificio [8].

1.1.3.6.8 Espectro de Demanda

La ATC-40 nos indica que la demanda sísmica se caracteriza por el manejo de un espectro de respuesta elástico de aceleración por lo que se encuentra definido por un amortiguamiento del 5%, lo que provoca la transformación de una aceleración espectral vs. Periodo a una aceleración espectral vs. Desplazamiento espectral más conocido como espectro ADRS, [20]. Para esta conversión es necesario emplear la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad \text{Ec.15}$$

Donde:

S_{di} : Desplazamiento en el punto i.

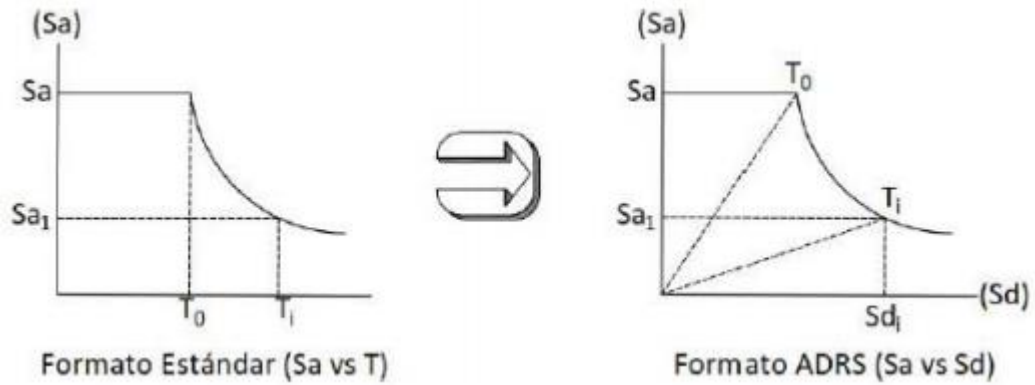
T_i : Periodo en el punto i.

S_{ai} : Aceleración Espectral

g: Gravedad.

En la figura 16 podemos visualizar la representación gráfica de la aceleración máxima, el desplazamiento máximo para un periodo y un amortiguamiento dado. Este espectro de respuesta elástica debe ser ajustado para un factor de amortiguamiento compatible para tener un nivel de deformaciones viables [12].

Figura 16: Conversión del Espectro de Demanda al formato ADRS

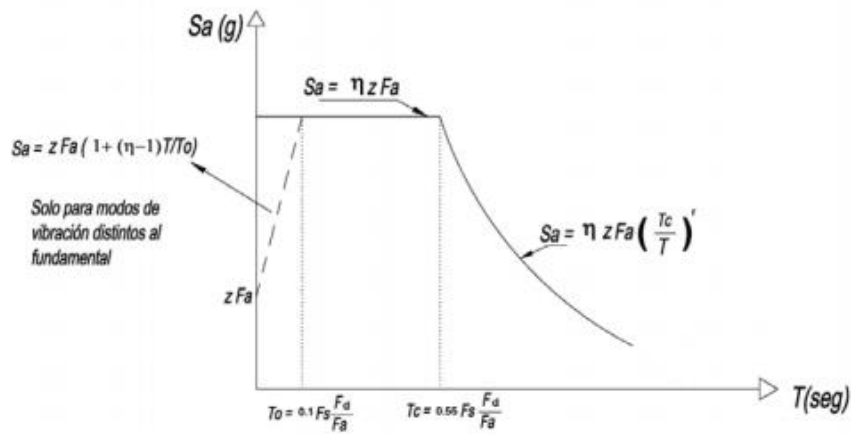


Fuente: ATC 40

1.1.3.7 Espectro de respuesta (NEC 2015)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 implementa un diseño sísmo resistente, el cual provee un espectro de respuesta en base a la zonificación sísmica de cada provincia. En la Figura 17 nos muestra de forma clara el espectro elástico de diseño basándose en función del tipo de suelo donde está ubicada la estructura [6].

Figura 17: Espectro de Diseño



Fuente: Peligro sísmico. Diseño sísmo resistente. NEC 2015

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Depende de la región

$$\eta = 1.80 \quad \text{Provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas)}$$

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

$\eta = 2.60$ Provincias del Oriente

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de excitación sísmica.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones y depende del periodo de vibración del edificio.

T : Periodo fundamental de vibración de la edificación.

T_0 : Periodo límite de vibración inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

T_c : Periodo límite de vibración superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z : Aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño.

Este espectro, cumple con una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, en la cual es válida para periodos de vibración estructural perteneciente a dos rangos los cuales se obtiene las siguientes ecuaciones, [10]:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec.16}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Para } T > T_c \quad \text{Ec.17}$$

Donde:

r Factor usado en el espectro elástico, cuyos coeficientes depende de la ubicación geográfica del terreno.

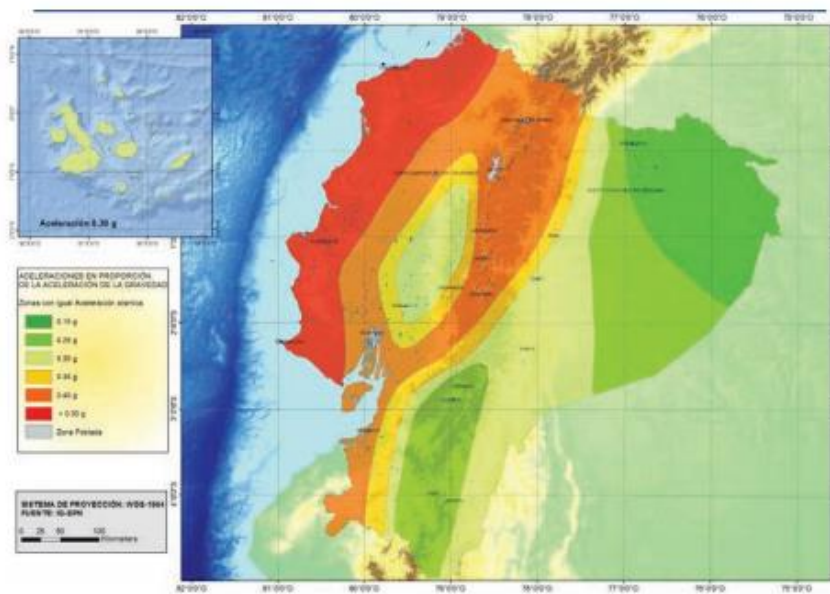
$r = 1$ para todos los suelos, excepto el suelo tipo E

$r = 1.5$ para el suelo tipo E

1.1.3.7.1 Zonificación sísmica, Factor Z y Curvas de peligro sísmico

La Norma Ecuatoriana de la construcción hace hincapié en los estudios de zonificación sísmica y la utilización del factor de valor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, además el Ecuador cuenta con seis zonas sísmicas caracterizadas por el factor de valor de Z tal como nos presenta la Figura 18 [10].

Figura 18: Mapa Ecuador, zonas sísmicas.



Fuente: NEC-SE-DS

Es importante conocer la ubicación de la edificación para realizar un óptimo diseño sismo resistente, al igual que la respuesta que tiene el suelo ante un evento sísmico, ya que mediante esto podremos efectuar una evaluación estructural puesto que se necesita la máxima aceleración del suelo y aplicar el valor correcto a la zona sísmica correspondiente del factor Z como nos muestra en la Figura 18 [15].

Tabla 11: Valores del factor Z en función a la zona sísmica.

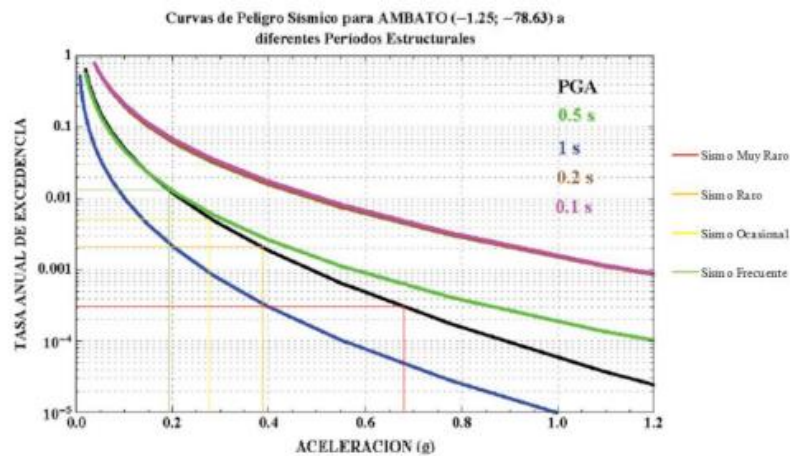
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

En la ciudad de Ambato se llevaron a cabo estudios de zonificación sísmica para estimar y valorar los sismos máximos esperados en una edificación durante un periodo de retorno, de esta manera poder mitigar los efectos devastadores de un sismo. Debido a los estudios realizados la ciudad de Ambato está ubicada en una zona con alta peligrosidad sísmica cuyo factor de zona es 0.4 [4].

Tanto para el diseño como la construcción de obras sean estas de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias es necesario implementar varios niveles de peligro sísmico con la finalidad de dar cumplimiento a los diferentes niveles de desempeño de la edificación. En la Figura 19 no indica las curvas de peligro sísmico correspondientes a las diferentes capitales de cada provincia, dotando de aceleraciones máximas esperadas en el área del terreno (PGA) así como también las aceleraciones espectrales para los distintos niveles de excedencia [10].

Figura 19: Curva de peligro sísmico. Ambato NEC-2015.



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.7.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) determina coeficientes de amplificación para cada tipo de suelo como resultado del espectro de respuesta elástico de aceleración en roca. Por lo cual en las figuras 20, 21 y 22 estipulan los siguientes valores:

Tabla 12: Coeficientes de amplificación del suelo en la zona de periodo corto, 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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 13: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca, 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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 14: Comportamiento no lineal de los suelos, Fs

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	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.7.3 Coeficientes de importancia

La edificación a construirse se clasificará en una de las categorías que nos establece la NEC -2015 en su apartado de peligro sísmico, en el cual adoptará un factor de importancia [15].

Este factor I ayuda a incrementar la demanda sísmica que puede llegar a tener la estructura en su diseño, ya sea por sus características de uso o de importancia va a permanecer operativas o se producirá algún daño sea este leve o grave después de la ocurrencia de un sismo. Por esta razón en la tabla 14 se establecen coeficientes para el uso que se le dé a la construcción [7].

Tabla 15: Tipo de uso de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.7.4 Niveles de amenaza sísmica

Es importante verificar el desempeño de la estructura con los diferentes niveles de amenaza sísmica. Por lo que la NEC-2015 en la Tabla 15 clasifica a los sismos según el nivel de peligro y a su vez el periodo de retorno de dichos eventos [10].

Tabla 16: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.4 Hipótesis

La obtención de resultados mediante un análisis por vulnerabilidad y un método por desempeño sísmico permiten que el diseño sismo resistente tenga un comportamiento adecuado con la ayuda del análisis Pushover.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Analizar y determinar el grado de vulnerabilidad con su respectivo desempeño sísmico de los laboratorios de Hormigón, Hidráulica y Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de aceleraciones.

1.2.2 Objetivos específicos

- Reconocer el estado actual de los laboratorios de Hormigón, Hidráulica y Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato por medio de un análisis cualitativo.
- Conseguir el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio mediante un análisis estático no lineal (Pushover) para establecer su curva de capacidad y su punto de desempeño.

- Precisar un método de reforzamiento del edificio para mejorar su desempeño sísmico
- Examinar las normativas nacionales e internacionales que se encuentran en vigencia sobre los estudios de vulnerabilidad para estructuras.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

El presente proyecto tiene como objetivo determinar el desempeño sísmico en base a la vulnerabilidad que poseen las estructuras al estar inmersas en un terremoto. Es importante conseguir información necesaria para efectuar un análisis de manera correcta, a su vez en el proceso de modelación de la estructura es fundamental obtener planos estructurales, planos arquitectónicos, así como también estudio de suelos y ensayos de materiales de los edificios que contemplan a los Laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Dentro del análisis no lineal propuesto en el presente proyecto, así como también el grado de vulnerabilidad de la estructura bajo metodologías de forma cuantitativa y cualitativa son un soporte importante para el diseño sísmico de los edificios mencionados anteriormente, por lo que la información obtenida de cada uno de estos métodos ha sido contemplada con ayuda de libros, normas, artículos científicos y trabajos de titulación.

El estudio que se lleva a cabalidad de cada uno de los edificios de los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica se contemplan mediante códigos de ámbito nacional como la NEC-2015, visión 2000 y normas internacionales como la FEMA 154, FEMA 356, FEMA 440, ACI-14 y la ATC-40. De esta manera se logra recoger la información pertinente para la elaboración de los parámetros que describirán el análisis Pushover mediante el software de diseño ETAB´S 2016 y tener una respuesta en tiempo real [5].

Con la obtención de datos de cada uno de los métodos de verificación, visitas de campo de cada uno de los edificios, así como el ensayo esclerométrico para la obtención de la resistencia a compresión aproximada de los elementos estructurales, estudios de suelos establecen resultados para determinar el análisis más adecuado para su ejecución y obtener un buen desempeño sísmico de las estructuras.

El presente estudio se lo realiza en función de cada edificio que comprende los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica los cuales son presentados en las siguientes figuras 20, 21, 22.

Figura 20: Laboratorio de Hidráulica



Fuente: Héctor Salán

Figura 21: Laboratorio de Mecánica



Fuente: Héctor Salán

Figura 22: Laboratorio de Hormigón



Fuente: Héctor Salán

Población

El estudio de suelos se llevó a cabo en un punto estratégico de los tres edificios que contemplan los Laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, a su vez se ejecutó el ensayo esclerométrico de cada edificio tomando muestras de cada elemento estructural que correspondía.

Con este ensayo se pudo verificar si tanto elementos estructurales, así como el hormigón armado utilizado para la construcción de cada uno de estos edificios cumplían con los requerimientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

En la Tabla número 20 se evidencia las coordenadas espaciales tomadas con la ayuda de una computadora con GPS para conocer la ubicación exacta de los edificios.

Figura 23: Ubicación de los Edificios



Fuente: Google Earth

Tabla 17: Coordenadas globales

Punto	Coordenadas (WGS 84 ZONA 17S)	
	Este	Norte
1	764284.26	9859814.37

Fuente: Google Earth Pro

Cada edificio consta de dos plantas los cuales albergan equipos, herramientas y oficinas necesarias para la práctica de ensayos y estudios de laboratorio útiles para la carrera de Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica, además se constituyen cada una de

estas edificaciones con elementos estructurales a base de hormigón armado sean estos sus columnas, vigas, escaleras y losas.

Muestra

Se establecerá como primer análisis si cada estructura se rige a un grado de vulnerabilidad sea este severo o leve ya que como prioridad es importante determinar si nuestra estructura soporta un evento sísmico. Se proseguirá con el estudio de un análisis cualitativo o cuantitativo de la estructura aquí estableceremos que tipo de comportamientos puede tener el edificio mediante la inserción de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) con la ayuda de normas también internacionales como es el caso de la FEMA.

Una vez empleado estos análisis proseguimos con el estudio riguroso mediante un software computarizado que nos establece parámetros del comportamiento de la estructura realizando un análisis no lineal para determinar el punto de desempeño de cada estructura.

2.1 Materiales y Equipos

2.1.1 Materiales

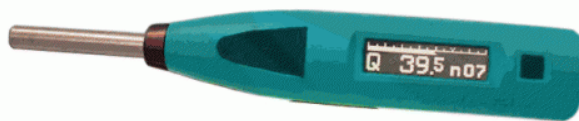
Equipos de oficina

2.1.2 Equipos

Martillo esclerométrico

Conocidos también como martillo de rebote o martillo de impacto se han convertido en un equipo esencial utilizado para evaluar al hormigón ya que mide la dureza superficial del concreto a partir del rebote después de impactar con la superficie de estudio [4].

Figura 24: Esclerómetro PCE-HT-225A



Fuente: Schmidt rebound hammers for concrete strength and rock testing

Modelo	PROCEQ	Voltaje	110 V
--------	--------	---------	-------

Ensayo de penetración estándar

El ensayo de Penetración Estándar más conocido como SPT por sus siglas en inglés, es estudio de suelos se encarga de realizar perforaciones dinámicas a un punto o sector del terreno previamente determinado para su respectivo análisis geotécnico ya que esto nos ayudara a establecer el tipo de suelo, contenido de humedad, plasticidad, entre otros aspectos [14].

Figura 25: Equipo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)



Fuente: Héctor Salán

Etabs 2018



Es un software computarizado que sirve para el análisis estructural, dimensionamiento de un edificio con las propiedades y características de los diferentes materiales que

existen en el mercado. Este software nos ofrece visualizaciones en 3D, alta capacidad de análisis lineal y no lineal, así como de diseños esquemáticos que facilitan su comprensión de sus resultados. Una de sus ventajas es que los modelados de los diferentes edificios a analizar se los puede realizar de forma realista y sus resultados se las pueden representar directamente en la estructura [9].

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

Realizar un chequeo sobre la tectónica de nuestro país, así como las fallas geológicas que atraviesan la ciudad de Ambato que puedan estar cerca de dichas estructuras.

Para efectuar un análisis a cada una de las edificaciones antes descritas se deberá recoger información útil y necesaria, a su vez emplearlas según las normas vigentes a utilizar sean estas propias o internacionales como la FEMA o la ASCE.

Se efectuará un reconocimiento previo del lugar de cada una de las estructuras para verificar su funcionamiento y servicio.

Realizar un ensayo esclerométrico para conocer la compresión del hormigón de cada uno de sus elementos estructurales.

Realizar un estudio de penetración estándar (SPT) en un punto estratégico ya que las tres edificaciones se encuentran cerca de la misma zona a evaluar.

Obtener planos arquitectónicos de cada uno de los edificios de los Laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Realizar los chequeos pertinentes de cada elemento estructural tomando en cuenta los parámetros establecidos en la NEC-2015.

Cuantificar cargas gravitacionales y sísmicas según el nivel de desempeño de la estructura, así como también la zonificación sísmica que tiene la ciudad de Ambato.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información

Determinar el perfil del suelo con los resultados obtenidos del estudio de suelos (SPT), en base a lo establecido en la NEC-2015.

Determinar el grado de vulnerabilidad de cada estructura aplicando la metodología expuesta por la FEMA 154.

Realizar las modelaciones de cada uno de los edificios en el programa ETABS 2018.

Definir cada sección de hormigón armado que contempla los elementos estructurales de cada estructura como son: columnas, vigas, escaleras y losas.

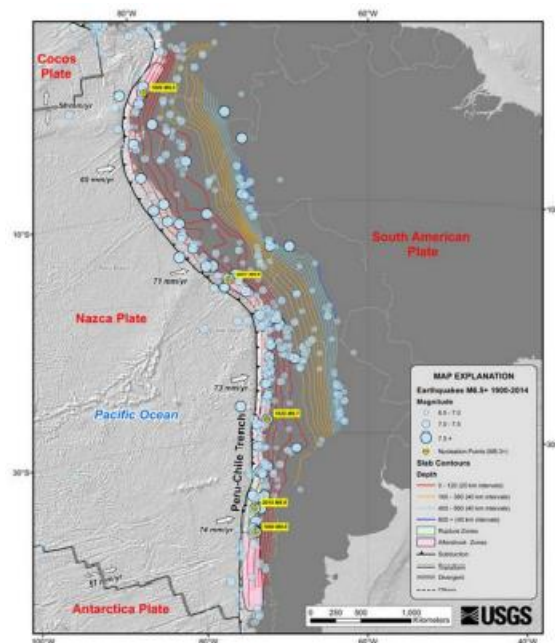
Asignar rotulas plásticas, su espectro sea este el que se contempla en la NEC-2015, así como también sus cargas vivas, cargas muertas, cargas de viento, etc.

Analizar el desempeño de cada estructura con los con los espectros determinísticos y el espectro de la NEC-2015.

2.2.3 Recolección de datos

El Ecuador se encuentra sobre las dos placas con más movimiento en todo el planeta como son las placas de nazca y sudamericana, donde liberan aproximadamente un 85% de energía sísmica lo que produce la mayor ocurrencia de terremotos en todo el mundo específicamente en Sudamérica, en la figura 25 podemos observar el proceso de subducción de las placas que mayor daño hacen a nuestro continente debido a su liberación de energía [12].

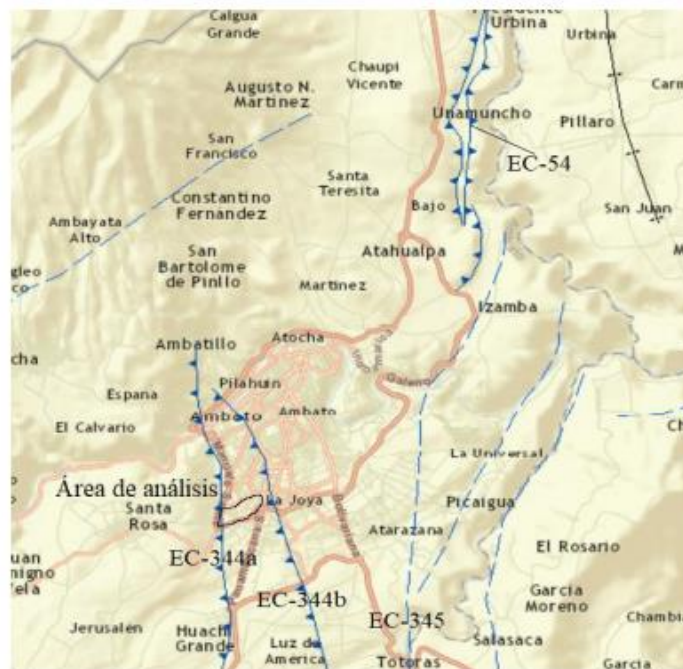
Figura 26: Proceso de Subducción entre la Placa de Nazca y Sudamericana.



Fuente: USGS. Servicio Geológico de los Estados Unidos.

La ciudad de Ambato también ha sido fuertemente golpeada por estos terremotos debido a la gran liberación de energía de estas placas, lo cual ha dejado a su vez fallas geológicas que han tenido que ser analizadas para saber qué tan peligrosas son, además en la Figura 26 se muestra un mapa detallado de las fallas geológicas que atraviesa la ciudad de Ambato. Una de estas fallas pasa por el sector de Huachi Chico y atraviesa toda la Universidad Técnica de Ambato, por esta razón se han llevado estudios de microzonificación para estimar un daño a futuro de dichas fallas [6].

Figura 27: Fallas Geológicas Ambato



Fuente: NeoTec

Se realizó una inspección de cada uno de los edificios que contemplan los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica para observar el estado de cada una de ellas, así como de sus elementos estructurales y la ocupación que se le da a cada edificio.

Se llevó a cabo con la ayuda del equipo necesario primero un estudio de suelos (SPT) en un punto medio de los tres edificios para conocer el perfil del suelo y sus componentes.

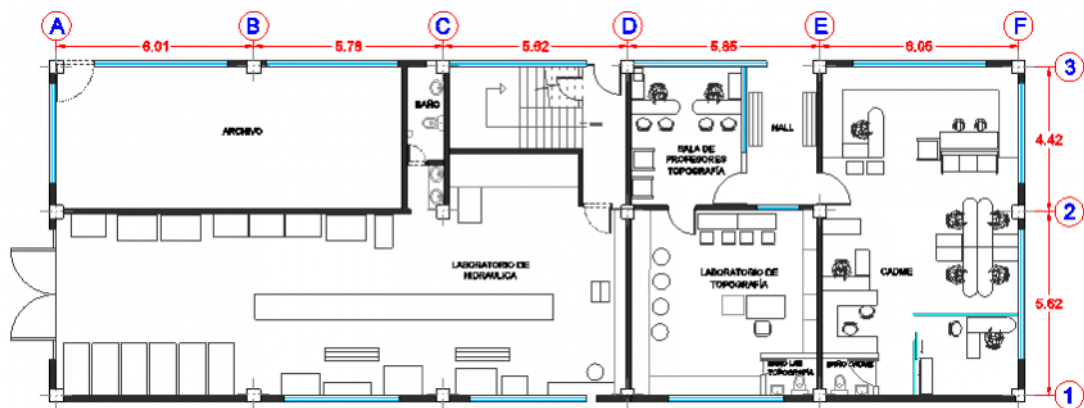
Se empleó un ensayo no destructivo de materiales con la ayuda del esclerómetro para conocer la resistencia del concreto de cada elemento estructural como son vigas y

columnas. Se tomaron medidas de cada elemento estructural como columnas, vigas, a su vez verificamos las medidas de las alturas de nivel, paredes para verificar las distancias de cada plano arquitectónico de los edificios.

2.2.3.1 Planos de las edificaciones

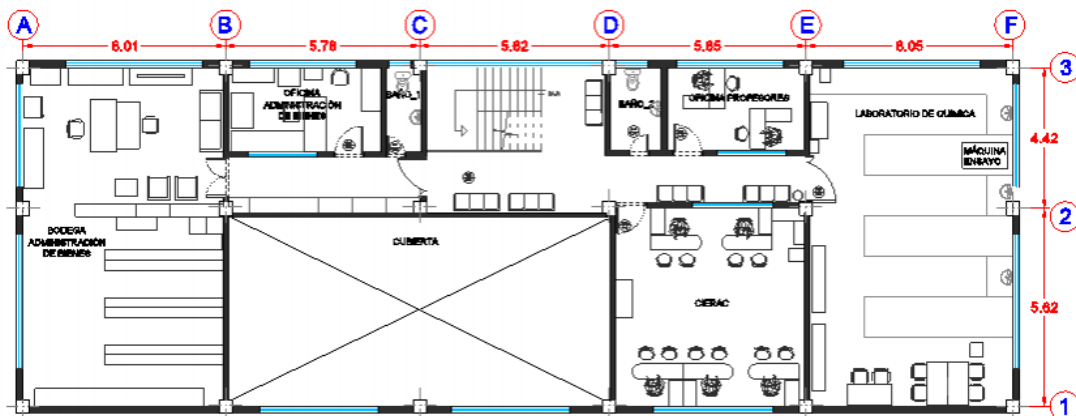
Planos arquitectónicos

Figura 28: Laboratorio de Hidráulica. Planta Baja N° + 0.00



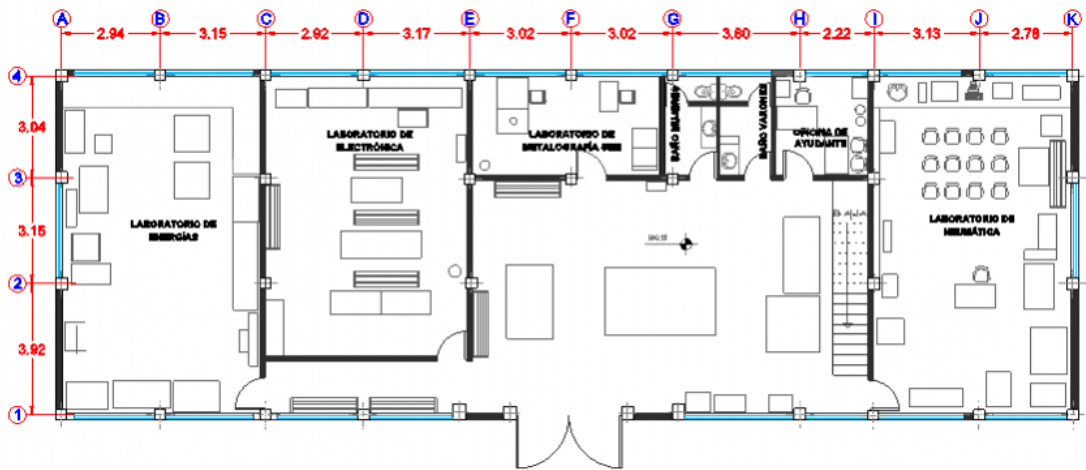
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 29: Laboratorio de Hidráulica. Primer Piso N° + 2.95



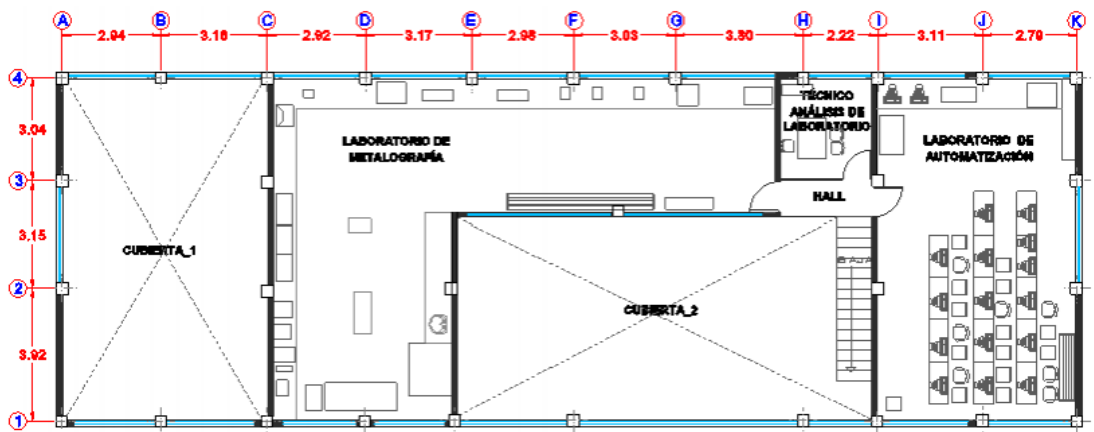
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 30: Laboratorio de Mecánica. Planta Baja N° + 0.00



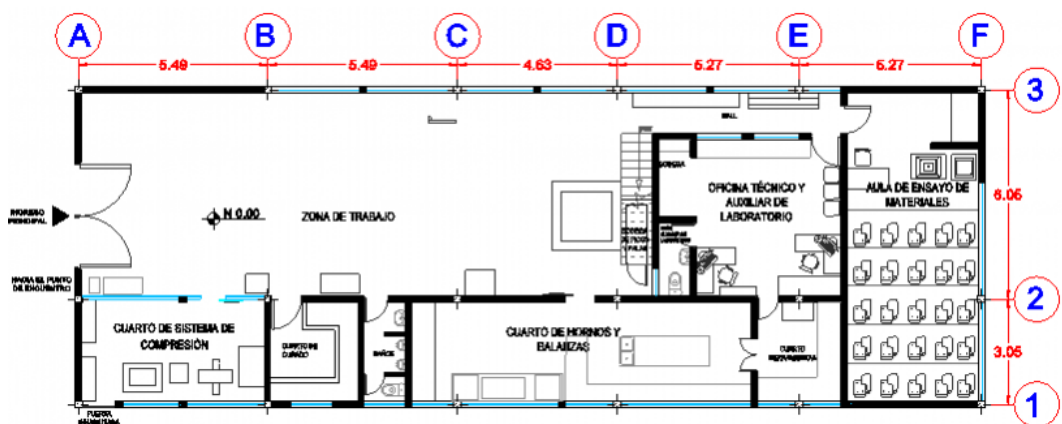
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 31: Laboratorio de Mecánica. Primer Piso N° + 2.70



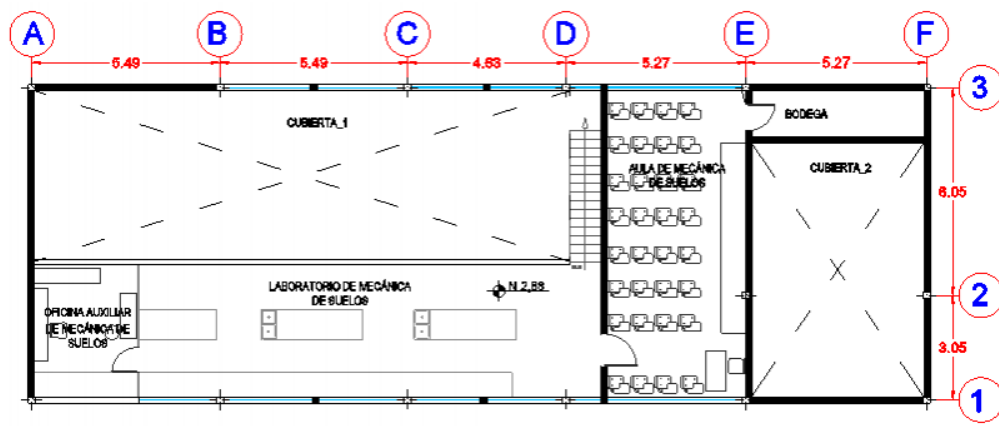
Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 32: Laboratorio de Suelos. Planta Baja N° + 0.00



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 33: Laboratorio de Suelos. Primer Piso N° + 2.90



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

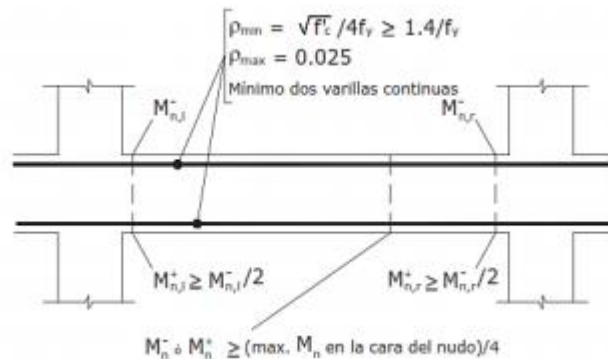
2.2.3.2 Cuantías de acero

Control en vigas

Al establecer ciertos parámetros para la modelación de la estructura es importante determinar el refuerzo longitudinal mínimo que será sometido a flexión, estos valores de las cuantías de refuerzo deben proporcionar una falla en flexión que va hacer controlada por la tracción [6].

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

Figura 34: Refuerzo longitudinal en elementos a flexión.



Fuente: NEC-SE-HM 2015

Donde:

ρ_{min} Cuantía mínima de refuerzo

ρ_{max} Cuantía máxima de refuerzo

f_y Resistencia de la fluencia del acero

f'_c Resistencia a compresión del Hormigón

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

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

Dentro de la normativa internacional establecida por el ACI 318-19 en la sección 9.6.1 nos indica que para un fuerza mínimo en flexión se deberá colocar un área mínima (A_{smin}) en toda la sección donde el análisis requiera un refuerzo por tracción.

Para esta área mínima, se deberá calcular con la siguiente formula:

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

Donde:

f_y Resistencia de fluencia del acero (MPa)

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

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

Antes de realizar el cálculo del área mínima es importante determinar el valor de (d) con la siguiente expresión:

$$d = h - r + \phi_{est} + \frac{1}{2} \phi_{long}$$

$$d = 40cm - 3cm + 1cm + \frac{1}{2} * 1.4cm$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 45 * 35.7$$

$$A_{smin} = 5.36 \text{ cm}^2$$

Al calcular nuestra área mínima nuestro acero superior propuesto es de $4\Phi 16\text{mm}$ con un valor de $A_s \text{ sup} = 8.04 \text{ cm}^2$ con este valor calculamos la cuantía de acero:

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

$$\rho = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 35.7 \text{ cm}}$$

$$\rho = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 35.7 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.005 = 0.5\%$$

Como segundo paso calculamos la cuantía máxima que no exceda el 50% de la cuantía balanceada (ρ_b).

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

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

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{250}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0258 = 2.58\%$$

Con las cuantías calculadas realizamos la relación con cada una de ellas

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

$$0.0033 < 0.005 < 0.0258$$

De la misma manera realizamos el mismo procedimiento para el acero inferior por lo que nos proponemos $3\Phi 16\text{mm}$ con un área de $A_{s \text{ min}} = 6.03 \text{ cm}^2$, ya que al menos debe ser el 50% del acero superior, y se procede a calcular el valor de la cuantía:

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

$$\rho = \frac{6.03 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} * 35.7 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00375 = 0.375 \%$$

Al final realizamos la comparación del valor de las cuantías para verificar si nos cumple con cada uno de los datos obtenidos:

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

$$0.0033 < 0.00375 < 0.0258 \quad \text{Cumple}$$

El cumplimiento de este requerimiento nos lleva a decidir que el acero longitudinal propuesto para vigas satisface para el trabajo a flexión.

Control en columnas

La norma ecuatoriana establece que para el cálculo de la cuantía del refuerzo longitudinal en columnas la encontramos en el capítulo 4.3.3 de la NEC-SE-HM, ya que estas poseen una cuantía mínima del 1% y una máxima del 3% siendo calculada de la siguiente manera:

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

Donde:

P_g Área del refuerzo longitudinal

A_g Área bruta de la sección

Por otra parte, la ACI 318-19 en la sección 10.6 establece que los valores a trabajar para el ámbito de las cuantías es que no debe ser menor que el $0.01 A_g$ ni mayor que $0.08 A_g$.

La cuantía de refuerzo debe cumplir con los requisitos que nos expone la NEC-2015, por lo que el acero longitudinal propuesto es de $12\Phi 16$ mm con un área de $A_s = 24.12$ cm² y se calcula el valor de la cuantía para verificar si se encuentra en el rango que se estableció.

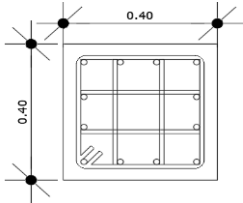
$$0.01 \leq \frac{P_g}{b * h} \leq 0.03$$

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

$$0.01 \leq 0.015 \leq 0.03 \quad \text{Cumple}$$

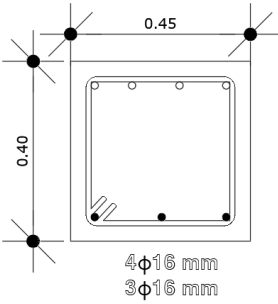
Para el levantamiento estructural es importante el cumplimiento de las cuantías, por lo que en la siguiente tabla se indica las secciones de vigas y columnas con el acero de refuerzo que se consideró para cada elemento.

Tabla 18: Secciones y aceros de refuerzo para columnas. Laboratorio de Hidráulica.

Secciones de Columnas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
C1	Ejes: A1, A2, A3, B1, B3, C1, C2, C3, D1, D2, D3, E1, E2, E3, F1, F2, F3 N +0.00 al N +2.95	40*40	12 Φ 16 mm 1 E Φ 10 mm @ 10 Cuantía: 1.50 % Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

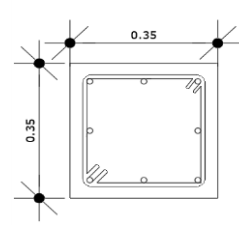
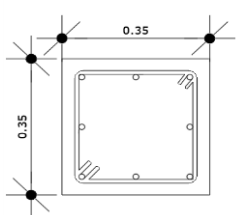
Tabla 19: Secciones y aceros de refuerzo para vigas. Laboratorio de Hidráulica.

Secciones de Vigas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
V1	Ejes: 1, 2, 3 Ejes: A, B, C, D, E, F N + 0.00, N +2.95	40*45	Acero Superior: 4 Φ 16 mm Cuantía: 0.5% Acero Inferior: 3 Φ 16 mm Cuantía: 0.375% Estribos 1 E Φ 10 mm @ 10 y 15 Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

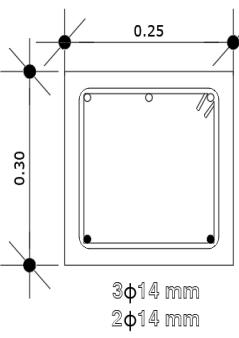
Tabla 20: Secciones y aceros de refuerzo para columnas. Laboratorio de Mecánica.

Secciones de Columnas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal

C1	Ejes: A1, A2, A3, A4, C1, C2, C3, C4, E1, E2, E3, E4, I1, I2, I3, I4, K1, K2, K3, K4 N +0.00 al N +2.70	35*35	8 Φ 14 mm 1 E Φ 10 mm @ 10 Cuantía: 1.01 % Rec: 3 cm	
C2	Ejes: B1, B4, D1, D4, F1, F3, F4, G1, G3, G4, H1, H4, J1, J4 N +0.00 al N +2.70	30*35	8 Φ 14 mm 1 E Φ 10 mm @ 10 Cuantía: 1.01 % Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

Tabla 21: Secciones y aceros de refuerzo para vigas. Laboratorio de Mecánica.

Secciones de Vigas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
V1	Ejes: 1, 2, 3, 4 Ejes: A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K N + 0.00, N +2.95	25*30	Acero Superior: 3 Φ 14 mm Cuantía: 0.716% Acero Inferior: 2 Φ 14 mm Cuantía: 0.477 % Estribos 1 E Φ 10 mm @ 10 y 15 Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

Tabla 22: Secciones de Columnas. Laboratorio de Hormigón

Secciones de Columnas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
C1	Ejes: A1, A2, B1, B2, C1, C2, D1, D2, E1, E2 N +0.00 al N +2.95	25*25	3 Φ 12 mm 1 E Φ 10 mm @ 10 Cuantía: 1.50 % Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

Tabla 23: Secciones de Vigas. Laboratorio de Hormigón

Secciones de Vigas				
Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)	Armadura	Sección Transversal
V1	Ejes: 1, 2, 3, 4 Ejes: A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K N + 0.00, N +2.95	20*25	Acero Superior: 2 Φ 12 mm Cuantía: 0.716% Acero Inferior: 2 Φ 12 mm Cuantía: 0.35 % Estribos 1 E Φ 10 mm @ 10 y 15 Rec: 3 cm	

Fuente: Héctor Salan

2.2.3.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Para realizar un estudio de suelos es importante conocer la clasificación del perfil del suelo para tomar las respectivas decisiones al momento de adquirir las muestras de cada ensayo por esta razón en la Tabla 24 nos indica la NEC-2015 en el apartado de Peligro Sísmico las características de los diferentes tipos de suelos que nos podemos encontrar [14].

Tabla 24: Tipos de Perfiles de 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 > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquier de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos 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 cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total de H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 – Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 – Suelos son contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del sub suelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: Peligro Sísmico. NEC-2015.

El ensayo de penetración estándar se lo realiza al contar el número de golpes mediante el cual va ingresando la barra de perforación en el suelo a una distancia determinada, esto se da a la acción que produce el motor con la ayuda propia de las sogas que hacen que caiga en caída libre el martillo mecánico produciendo que la barra de perforación vaya ingresando cada vez más en el suelo.

Al momento de llegar a nuestra primera distancia proseguimos a sacar la barra de perforación con la ayuda de las sogas y el martillo mecánico, cabe recalcar que al momento de ingresar como de sacar la barra de perforación se debe hacer de manera vertical sin que esta barra se vaya para un lado con el fin de evitar pérdidas de energía en los golpes a causa de la fricción [14].

Para empezar con este ensayo se toman medidas preliminares de penetración con una altura de 15cm, a su vez estas medidas se van señalando con la ayuda de un corrector para que sean más visibles al momento de ingresar al suelo, esto se lo realiza de manera iterativa hasta llegar al número de golpes que se requiere para obtener un suelo apto de análisis. Estos golpes se los debe anotar en una hoja acompañado de la distancia que se tomó antes de ser ingresada la barra de perforación [23].

Una vez que se cumplió con lo requerido se procede a sacar la barra de perforación con la ayuda del martillo teniendo nivelada todo el sistema donde se encuentra la barra para que la muestra tomada no se altere.

En la Tabla 25 se observa una clasificación que nos da el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) para una mejor determinación del tipo de suelo que estamos analizando.

Tabla 25: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

DIVISIONES PRINCIPALES		SÍMBOLOS DE GRUPO	IDENTIFICACIÓN
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS	Gravas limpias	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.
		(sin o con pocos finos)	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.
		Gravas con finos	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.
		(apreciable cantidad de finos)	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.
	ARENAS	Arenas limpias	Arenas bien graduadas, arenas con
Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)		GW	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5% - >GW,GP,SW,SP
Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200		GP	
		GM	
		GC	
		SW	

				grava, pocos finos o sin finos.	>12% ->GM,GC,SM,SC	
	Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	(pocos o sin finos)	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo.	
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		
		(apreciable cantidad de finos)	SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.		
SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas:		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.		
	Límite líquido menor de 50		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.		
			OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.		
		Limos y arcillas:		MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.	
	Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	Límite líquido mayor de 50		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.	
				OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.	
Suelos muy orgánicos			PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.		

Fuente: SUCS

Tomado en cuenta las observaciones que nos entrega la SUCS, disponemos del ensayo de penetración estándar, lo cual nos dio como resultados los siguientes valores expuestos en la tabla 26.

Tabla 26: Ensayo de Penetración Estándar.

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	Longitud (cm)	NSPT Total	NSPT Medio	Tipo de Perfil
55	Limpieza	26	12	30	D
70	7				
85	6				
100	6				
155	Limpieza	36	38		
170	15				
185	22				
200	16				
220	18	47	40		
235	20				
250	20				
270	25				
285	32	-	Rechazo		
300	-				

Fuente: Héctor Salan

Al realizar el estudio de suelos que corresponde al área que se utilizará para el análisis de las estructuras es importante determinar la granulometría del suelo con cada muestra, en los diferentes niveles establecidos para la perforación dada por la AASHTO, por lo que en las Tablas 27, 28 y 29 se detallan particularmente, así como su curva granulométrica en las figuras 35, 36, 37.

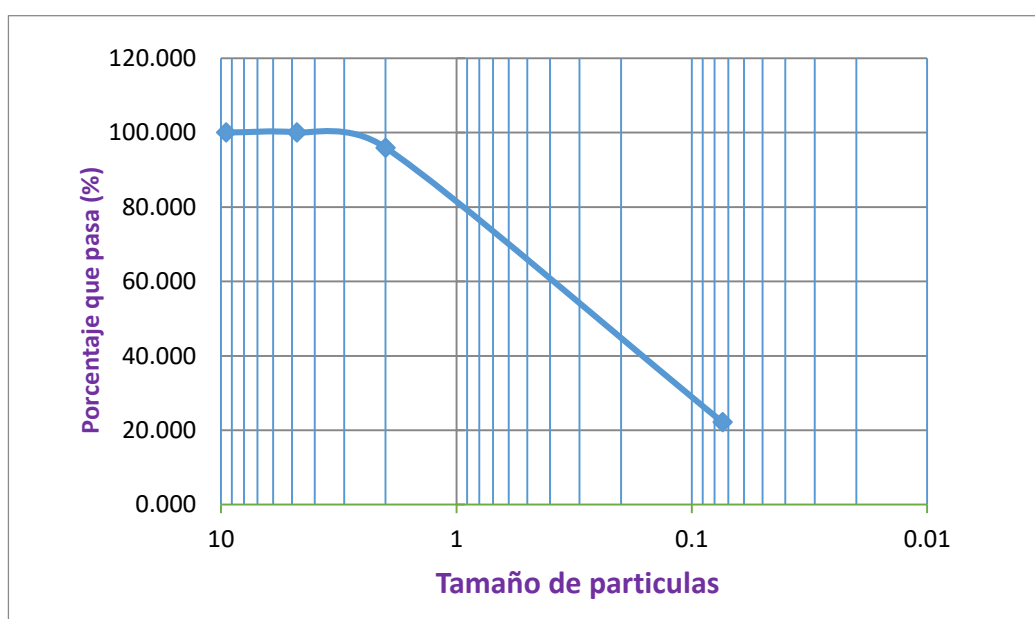
Tabla 27: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 0.55m – 1m

NORMA: AASHTO : T-87-70 ASTM : D-421-58				
DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS CON MUESTRA SECA.				
MUESTRA PERFORACIÓN - N -0.55m-1.00m				
<i>Tamiz</i>	<i>Peso Retenido (gr)</i>	<i>Peso Retenido Acumulado (gr)</i>	<i>Porcentaje (%) Retenido</i>	<i>Porcentaje (%) que pasa</i>

<i>3/8 "</i>	0	0	0.000	100.000
<i>tamiz # 4</i>	0	0	0.000	100.000
<i># 10</i>	10	10	4.098	95.902
<i># 200</i>	180	190	77.869	22.131
<i>Pasa tamiz #200</i>	54	54	22.131	
TOTAL =	244			

Fuente: Héctor Salan

Figura 35: Curva Granulométrica. Nv. 0.55m – 1m



Fuente: Héctor Salan

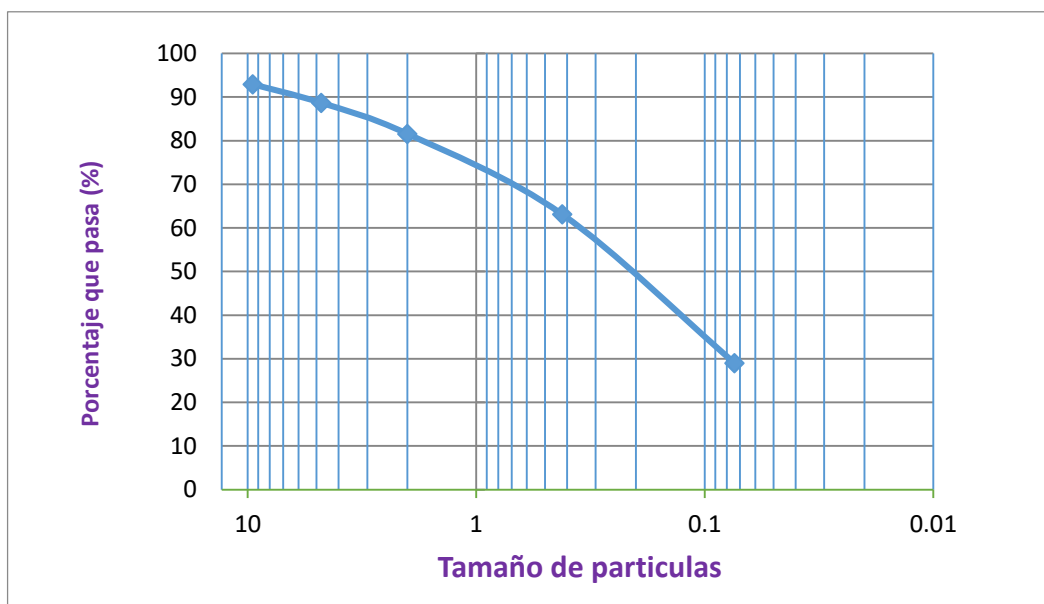
Tabla 28: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 1.55m – 2

NORMA: AASHTO : T-87-70 ASTM : D-421-58				
DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS CON MUESTRA SECA.				
MUESTRA PERFORACIÓN - N -1.55m-2.00m				
<i>Tamiz</i>	<i>Peso Retenido (gr)</i>	<i>Peso Retenido Acumulado (gr)</i>	<i>Porcentaje (%) Retenido</i>	<i>Porcentaje (%) que pasa</i>

<i>1/2"</i>	0	0	0.000	100
<i>3/8 "</i>	25	25	7.102	92.898
tamiz # 4	15	40	11.364	88.636
# 10	25	65	18.466	81.534
# 40	65	130	36.932	63.068
# 200	120	250	71.023	28.977
Pasa tamiz #200	102	102	28.977	
TOTAL =	352			

Fuente: Héctor Salan

Figura 36: Curva Granulométrica. Nv. 1.55m – 2m



Fuente: Héctor Salan

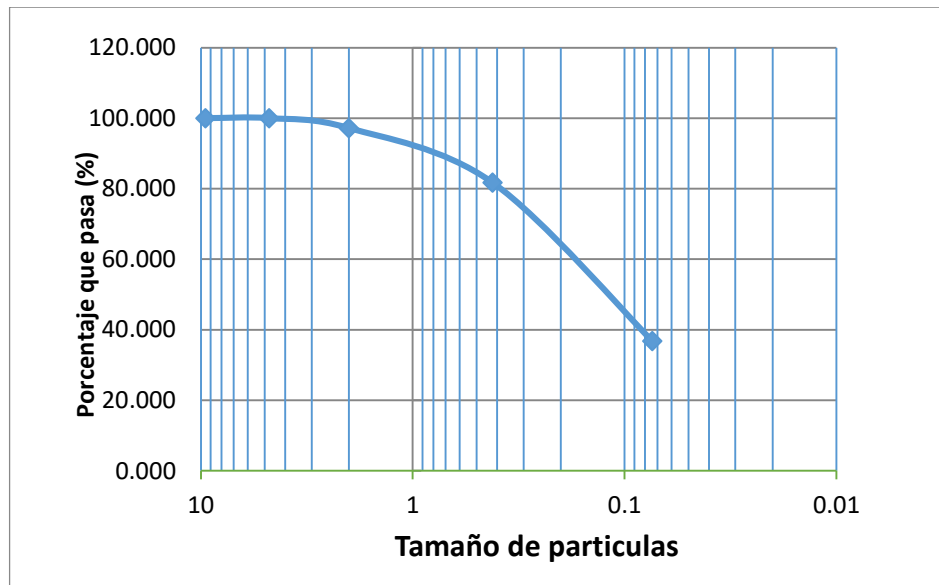
Tabla 29: Estudio granulométrico a una profundidad de Nv. 2.05m – 2.50m

NORMA: AASHTO : T-87-70 ASTM : D-421-58				
DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS CON MUESTRA SECA.				
MUESTRA PERFORACIÓN - N -2,05-2.50m				
<i>Tamiz</i>	<i>Peso Retenido (gr)</i>	<i>Peso Retenido Acumulado (gr)</i>	<i>Porcentaje (%) Retenido</i>	<i>Porcentaje (%) que pasa</i>

<i>3/8 "</i>	0	0	0.000	100.000
<i>tamiz # 4</i>	0	0	0.000	100.000
<i># 10</i>	10	10	2.809	97.191
<i># 40</i>	55	65	18.258	81.742
<i># 200</i>	160	225	63.202	36.798
<i>Pasa tamiz #200</i>	131	131	36.798	
<i>TOTAL =</i>	356			

Fuente: Héctor Salan

Figura 37: Curva Granulométrica. Nv. 2.05m – 2.50m



Fuente: Héctor Salan

Una vez obtenidos el número de golpes que se requiere para llevar a cabo el estudio de suelos es necesario determinar algunos parámetros que se utilizara para los diferentes cálculos del análisis de suelos, lo que conlleva a la utilización de las siguientes ecuaciones con su respectiva nomenclatura [23].

Nomenclatura

W_w = Peso del agua

W_s = Peso del suelo seco

W_{rec} = Peso del recipiente

W% = Contenido de humedad

Pr W% = Promedio del contenido de humedad

γ_m = Densidad húmeda

γ_d = Densidad seca

Wm = Peso de la muestra

Vm = Volumen de la masa

Peso del agua

$$W_w = (W_m + W_{recip.}) - (W_s + W_{recip.}) \quad \text{Ec. 18}$$

Peso de la muestra seca

$$W_s = (W_s + W_{recip.}) - W_{recip.} \quad \text{Ec.19}$$

Contenido de Humedad

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \text{Ec. 20}$$

Contenido de humedad promedio

$$\text{Pr } W\% = \frac{\omega\%_1 + \omega\%_2}{2} \quad \text{Ec. 21}$$

Volumen de la muestra

$$V = \pi * \frac{D^2}{4} * h \quad \text{Ec. 22}$$

Densidad húmeda

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V} \quad \text{Ec. 23}$$

Densidad seca

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega} \quad \text{Ec. 24}$$

En la tabla 30 se amplía los resultados obtenidos de cada parámetro establecido para el estudio de suelos, como es su contenido de humedad, densidades, etc.

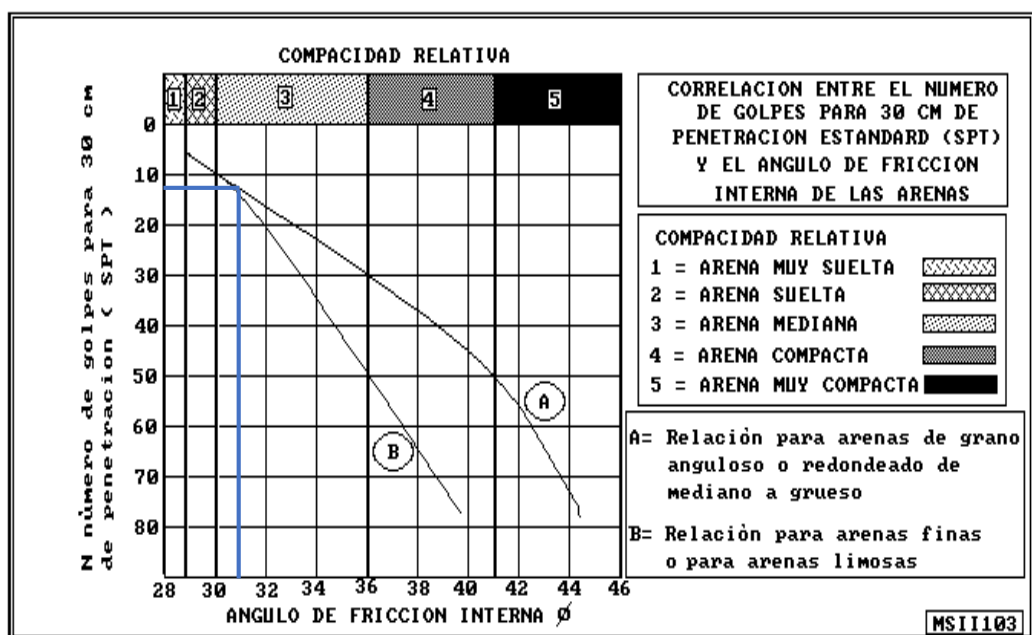
Tabla 30: Resultados del contenido de humedad, densidad húmeda, densidad seca y volumen de la muestra.

Contenido de Humedad de las muestras						
Profundidad (m)	0.55-1.00		1.55-2.00		2.05-2.50	
<i>peso cap. +suelo húmedo</i>	32.73	30.90	35.30	35.56	35.23	36.58
<i>peso cap. +suelo seco</i>	32.30	30.52	33.01	33.20	33.06	34.35
<i>peso capsula</i>	15.90	16.00	16.20	16.00	16.10	16.00
w%	2.62	2.62	13.62	13.72	12.79	12.15
Peso del agua	0.43	0.38	2.29	2.36	2.17	2.23
w% promedio	2.62		13.67		12.47	
Peso volumétrico de las muestras						
Volumen de la muestra	1809.56		1306.91		2362.48	
Densidad Húmeda (gr/cm3)	0.14		0.31		0.17	
Densidad seca (gr/cm3)	0.13		0.27		0.15	

Fuente: Héctor Salán

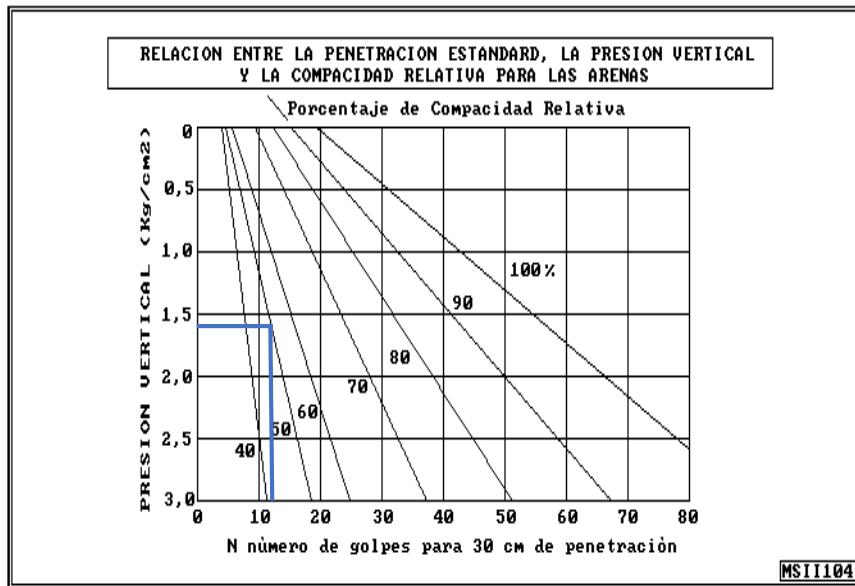
Al contar con los resultados de los ensayos granulométricos de cada nivel de perforación analizado es necesario determinar algunos parámetros importantes para el estudio de cada edificio como son su ángulo de fricción, su presión vertical, su compacidad relativa y su coeficiente de balasto ya que nos servirá para poder ejecutar con mayor exactitud el tipo de suelo que estamos examinando, por esta razón en la Tabla 31 se detalla los coeficientes obtenidos de las Figuras 38 y 39 respectivamente.

Figura 38: Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción.



Fuente: Propiedades Geofísicas de los suelos, Joseph E. Bowles

Figura 39: Relación entre el número de golpes del SPT y la presión vertical



Fuente: Propiedades Geofísicas de los suelos, Joseph E. Bowles

Tabla 31: Coeficientes de balasto

Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Interacción Suelo – Estructuras, Nelson Morrison 1993.

Tabla 32: Resultados del Ensayo de Penetración Estándar

Profundidad (cm)	NSPT (TOTAL)	Angulo de Fricción interna ϕ	Presión Vertical (kg/cm ²)	Compacidad Relativa (%)	Coefficiente de Balasto (kg/cm ³)
55	12	30.5	1.55	50	3.19
70					
85					
100					
155	38	38	1.9	80	3.82
170					
185					
200					
220	40	39	2.1	80	4.2
235					
250					

Fuente: Héctor Salán

En base a los datos obtenidos mediante los diferentes análisis que se llevaron a cabo, cabe recalcar que el suelo pertenece a la clase de suelos tipo D, otro factor importante

es su composición ya que se correlaciona con las arenas siendo esta la forma de conocer la capacidad de soporte del suelo [14].

Se determina que el suelo en estudio no presenta deformaciones rápidas, no tiene variaciones volumétricas significativas, no presenta agrietamientos ni rasgos de desmoronamientos, por lo que se puede concluir que es un suelo fino limoso y arcilloso, por lo que los edificios a evaluarse se encuentran dentro de los suelos No Plásticos [23].

Con la ayuda de tablas y gráficos que se emplearon para el ensayo de penetración estándar (SPT) se puede concluir que el suelo en estudio corresponde a un suelo areno- arcilloso.

2.2.3.4 Resistencia a la compresión del hormigón

Figura 40: Ensayo con el Martillo Esclerométrico



Fuente: Héctor Salan

Para conocer a detalle la resistencia de cada uno de los elementos estructurales principales de cada edificación es necesario realizar un análisis no destructivo mediante la utilización de un Esclerómetro, este instrumento correlaciona el índice de rebote del martillo con la resistencia a compresión del hormigón [4].

Para efectuar un chequeo esclerométrico necesitamos que el área que vamos a analizar este libre de residuos, lisa y seca. Los puntos a ensayar deben estar ubicados a 2.5cm de distancia con el otro punto y cada ensayo debe realizarse con un total de 10 repeticiones. Al momento de tomar el esclerómetro y dirigirnos al elemento estructural a ensayar debe estar en una posición recta sin ningún tipo de inclinación ya que esto perjudicaría al momento de que el martillo de su golpe [6].

Este procedimiento se lo realizo para cada estructura donde se obtuvo un valor promedio por lo que se encuentra dentro de los parámetros establecidos por nuestra norma.

En la Tabla 33 se tomó una muestra de una columna de uno de los edificios de los Laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, en donde se obtuvieron los valores de cada repetición dada por el esclerómetro, a su vez se calculó su mediana y se estableció su resistencia a compresión.

Tabla 33: Valores tomados por el esclerómetro

Punto	
N° de Golpe	Q (Índice de Rebote)
1	40
2	42
3	49
4	46.5
5	50
6	42
7	45.5
8	42.5
9	43
10	48
Promedio Q	44.85
Resistencia	250 Kg/ cm²

Fuente: Héctor Salán

Una vez tomado los valores de cada repetición podemos realizar el cálculo de su promedio de forma manual y poder determinar el error de este mecanismo si se encuentra dentro de los parámetros establecidos con las siguientes formulas:

$$Promedio Q = \frac{\sum^n (N^\circ de Golpes i)}{n} \quad Ec. 25$$

$$Promedio Q = \frac{40 + 42 + 49 + 46.5 + 50 + 42 + 45.5 + 42.5 + 43 + 48}{10}$$

$$Promedio Q = 44.85$$

Calculo del Error

Valor máximo = 50

$$E+ = V_{max} - \text{Promedio } Q \quad \text{Ec. 26}$$

$$E+ = 50 - 44.85$$

$$E+ = 5.15$$

Valor mínimo = 40

$$E- = V_{min} - \text{Promedio } Q \quad \text{Ec. 27}$$

$$E- = 40 - 44.85$$

$$E- = 4.85$$

Al obtener estos resultados podemos determinar que tanto su promedio, como su resistencia a compresión son válidos en el punto establecido para la muestra. En las Tablas 34, 35, 36 se indican los puntos escogidos de cada edificio, en sus valores estarán de forma ordenada de manera ascendente para tomar la mediana de cada tabla y determinar su resistencia a compresión.

Tabla 34: Laboratorio de Hidráulica

Puntos	F'c (Kg/cm ²)
1	220
2	230
3	240
4	250
5	250
6	260
7	280
8	300
Mediana	250
F'c (Utilizado)	250 (Kg/cm ²)

Fuente: Héctor Salan

Tabla 35: Laboratorio de Mecánica

Puntos	F'c (Kg/cm ²)
--------	---------------------------

1	220
2	240
3	250
4	280
5	280
6	290
7	300
8	320
Mediana	280
F'c (Utilizado)	280 (Kg/cm ²)

Fuente: Héctor Salan

Tabla 36: Laboratorio de Hormigón

Puntos	F'c (Kg/cm ²)
1	200
2	210
3	220
4	230
5	240
6	240
7	250
8	250
Mediana	235
F'c (Utilizado)	235 (Kg/cm ²)

Fuente: Héctor Salan

En la Tabla 37 se muestra la resistencia a compresión a utilizar de cada edificio.

Tabla 37: Tabla de resultados

Laboratorios FICM	F'c (Kg/cm ²)
Laboratorio de Hidráulica	250
Laboratorio de Mecánica	280
Laboratorio de Hormigón	235

Fuente: Héctor Salan

2.2.3.5 Cargas Sísmicas

Para determinar las cargas que van a soportar nuestras estructuras es importante conocer su capacidad portante pero también el valor de estas cargas, por esta razón obtendremos un espectro de respuesta, así como la cantidad de carga solicitada que puede soportar el edificio frente a un sismo [24]. En las tablas 38, 39 escogeremos los índices para elaborar nuestra tabla matriz la cual nos dará el valor de la carga del sismo.

Cabe recalcar que se irá realizando detalladamente el cálculo de la carga sísmica para el Laboratorio de Hidráulica y después de este análisis se proseguirá con el cálculo de los otros dos edificios.

Tabla 38: Factores de zona y coeficientes del perfil del suelo.

Z (g)	0.4	NEC-SE-DS
Fa	1.2	NEC-SE-DS
Fd	1.19	NEC-SE-DS
Fs	1.28	NEC-SE-DS

Fuente: Héctor Salan

Tabla 39: Coeficiente de Importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS

En la tabla 40 se tomará el valor que corresponda al tipo de estructura que vamos a analizar de esta forma encontrar el periodo de vibración de nuestra estructura aplicado la siguiente formula:

$$T = C_t * h_n^{\alpha} \quad \text{Ec.28}$$

Donde:

T= Periodo de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Número de pisos del edificio

Tabla 40: Factores para el periodo de vibración T.

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

En la Tabla 41 se escogerá el valor de reducción sísmica dependiendo del tipo de estructura que estamos analizando para conocer la capacidad que pueda llegar a tener la edificación frente a un sismo.

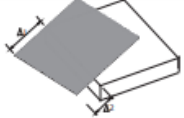

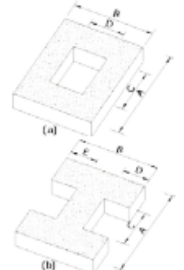
En la Figuras 41 y 42 se tomará cada uno de sus coeficientes de irregularidad tanto en planta como en elevación ya que es un elemento útil al momento de realizar este análisis y calcular su cortante basal.

Tabla 41: Factor de reducción de resistencia sísmica R.

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

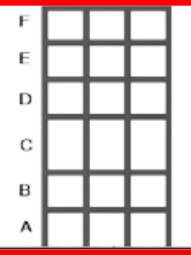
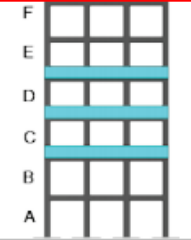
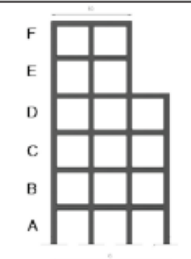
Fuente: NEC-SE-DS

Figura 41: Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{ts}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{ts}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{ts}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS

Figura 42: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{fs}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{fs}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{fs}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>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>	

Fuente: NEC-SE-DS

Una vez tomado todos los coeficientes e índices elaboramos la tabla 42 en la cual se obtuvieron todos los datos necesarios para el cálculo de la carga sísmica.

Tabla 42: Datos del Edificio del Laboratorio de Hidráulica, carga sísmica y factores de configuración estructural

TIPO DE SUELO	D
UBICACIÓN	AMBATO
ZONA SÍSMICA	V
TIPO ESTRUCTURA	H.A. SIN MUROS
TIPO VIGAS	DESCOLGADAS
IMPORTANCIA	ESPECIALES

CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9
Ct	0.055
α	0.9
hn (m)	5.60
η	2.48
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1
Tc	0.6981
To	0.1269

Ta	0.2593	Tmax (1.3T)	0.337	Tmodal (s)	0.630
Sa (T)	1.1904	Sa (Tmax)	1.1904	Sa (Tmodal)	1.1904
V - C	0.2388	V (Tmax)	0.2388	V (Tmodal)	0.2388

Fuente: Héctor Salán

Tabla 43: Datos del Edificio del Laboratorio de Mecánica, carga sísmica y factores de configuración estructural

TIPO DE SUELO	D
UBICACIÓN	AMBATO
ZONA SÍSMICA	V
TIPO ESTRUCTURA	H.A. SIN MUROS
TIPO VIGAS	DESCOLGADAS
IMPORTANCIA	ESPECIALES

CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ_p	1
Φ_e	0.9
Ct	0.055
α	0.9
hn (m)	5.15
η	2.48
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1
Tc	0.6981
To	0.1269

Ta	0.2404	Tmax (1.3T)	0.313	Tmodal (s)	0.630
Sa (T)	1.1904	Sa (Tmax)	1.1904	Sa (Tmodal)	1.1904
V - C	0.2149	V (Tmax)	0.2149	V (Tmodal)	0.2149

Fuente: Héctor Salán

Tabla 44: Datos del Edificio del Laboratorio de Hormigón, carga sísmica y factores de configuración estructural

TIPO DE SUELO	D
UBICACIÓN	AMBATO
ZONA SÍSMICA	V
TIPO ESTRUCTURA	H.A. SIN MUROS

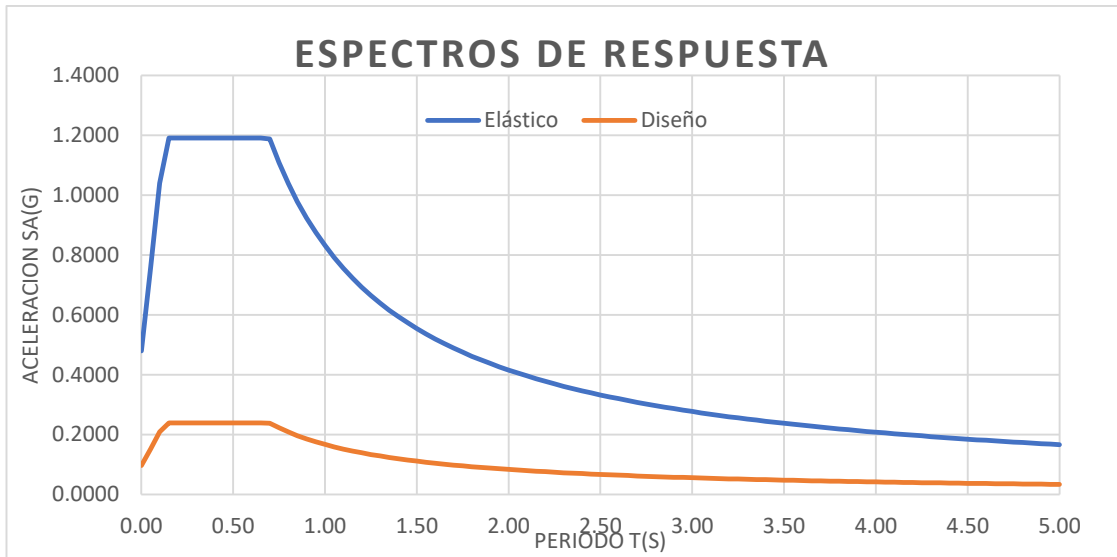
TIPO VIGAS	DESCOLGADAS
IMPORTANCIA	ESPECIALES

CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9
Ct	0.055
α	0.9
hn (m)	6.95
η	2.48
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1
Tc	0.6981
To	0.1269

Ta	0.3149	Tmax (1.3T)	0.409	Tmodal (s)	0.630
Sa (T)	1.1904	Sa (Tmax)	1.1904	Sa (Tmodal)	1.1904
V - C	0.2388	V (Tmax)	0.2388	V (Tmodal)	0.2388

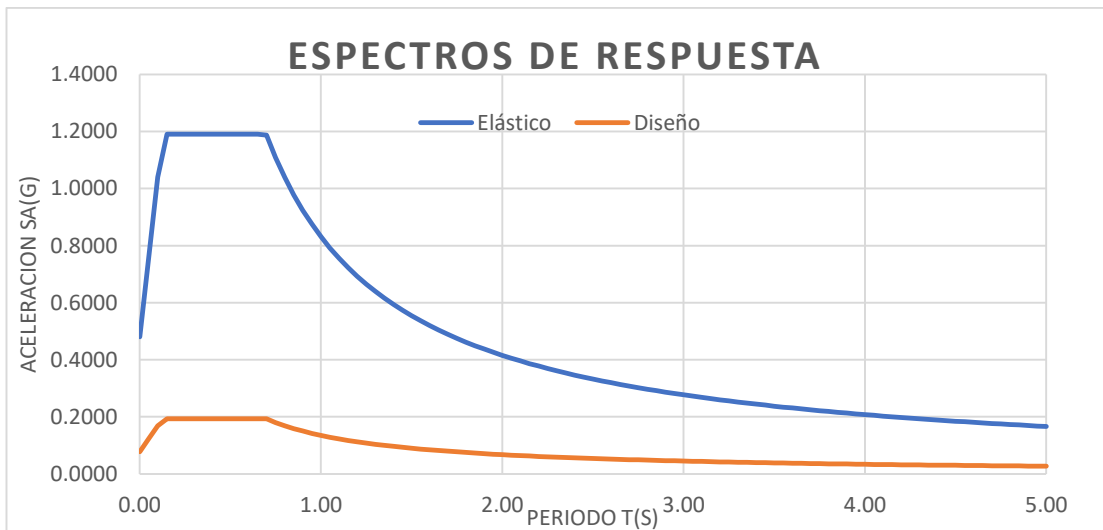
Fuente: Héctor Salán

Figura 43: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Hidráulica



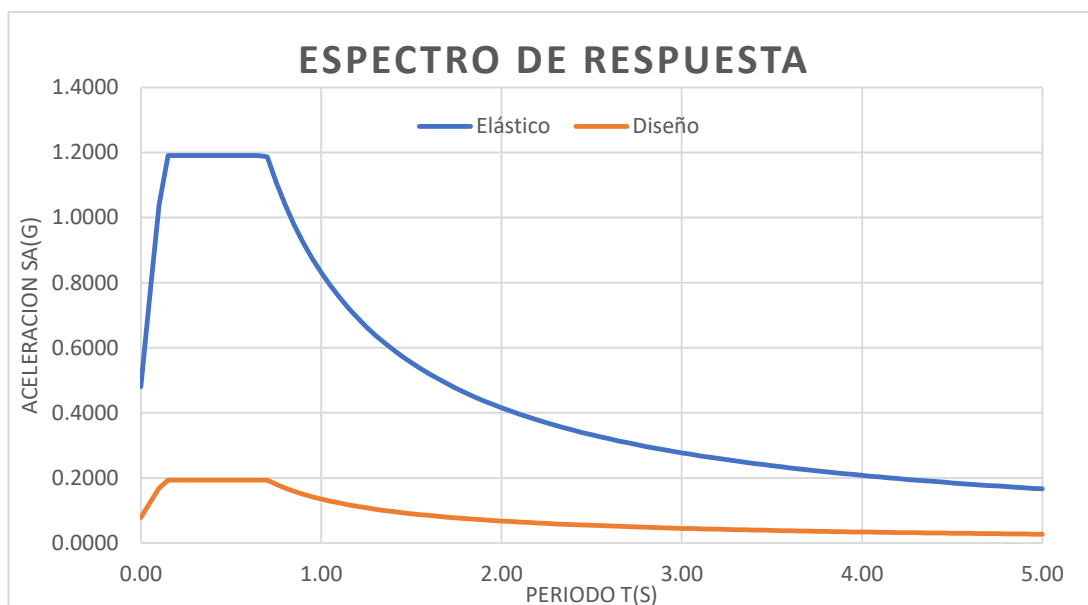
Fuente: Héctor Salán

Figura 44: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Mecánica.



Fuente: Héctor Salán

Figura 45: Espectros de Respuesta. Laboratorio de Hormigón.



Fuente: Héctor Salán

2.2.3.6 Cargas Gravitacionales

Un factor importante para el análisis del edificio son las cargas gravitacionales ya que son aquellas que determinan el peso que va a soportar dicha estructura entre carga viva y carga muerta. En la Tabla 45 se detallará cada carga a utilizar para el análisis sísmico del edificio, cabe recalcar que posteriormente se efectuará el cálculo de factores que son importantes en la modelación de la estructura en el programa, finalizando con el cálculo de la cubierta ya que ejerce su propia carga al edificio [25].

Laboratorio de Hidráulica

Tabla 45: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Hidráulica

Hidráulica					
Pisos	Carga Muerta Losa Kg/m ²	Carga Muerta Pared Kg/m ²	ACM Losa Kg/m ²	Carga Viva Kg/m ²	Observaciones
Entrepiso	180.45	102.65	360.85	240	NEC-SE-CG. Edificios de Oficinas

Fuente: Héctor Salán

Cubierta Metálica

Carga Muerta	
Peso del techo (e=0.35 mm)	12
Peso gypsum	7
Peso luminarias	6.3

Total =		25.3 kg/cm ²
Carga Viva		
CV ceniza	0.06*1m * 1m * 1700 kg/m ³	
Total=		102 kg/m ²

Peso de la cubierta

$$qu = 25.3 \frac{kg}{cm^2} * 6m$$

$$qu = 151.8 \frac{kg}{cm^2}$$

Una vez determinada las cargas gravitacionales para el primer edificio se efectuará el mismo procedimiento para las dos estructuras restantes en las tablas 46 y 47.

Laboratorio de Mecánica

Tabla 46: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Mecánica

Mecánica					
Pisos	Carga Muerta Losa Kg/m ²	Carga Muerta Pared Kg/m ²	ACM Losa Kg/m ²	Carga Viva Kg/m ²	Observaciones
Entrepiso	192.65	112.85	350.01	240	NEC-SE-CG. Edificios de Oficinas

Fuente: Héctor Salán

Cubierta Metálica

Carga Muerta	
Peso del techo (e=0.35 mm)	12
Peso gypsum	7
Peso luminarias	6.3
Total =	25.3 kg/cm ²
Carga Viva	
CV ceniza	0.06*1m * 1m * 1700 kg/m ³
Total=	102 kg/m ²

Peso de la cubierta

$$qu = 25.3 \frac{kg}{cm^2} * 6m$$

$$qu = 151.8 \frac{kg}{cm^2}$$

Laboratorio de Hormigón

Tabla 47: Cargas Gravitacionales. Edif. Laboratorio de Hormigón

Hormigón					
Pisos	Carga Muerta Losa Kg/m ²	Carga Muerta Pared Kg/m ²	ACM Losa Kg/m ²	Carga Viva Kg/m ²	Observaciones
Entrepiso	242.15	165.63	445.15	240	NEC-SE-CG. Edificios de Oficinas

Fuente: Héctor Salán

Cubierta Metálica

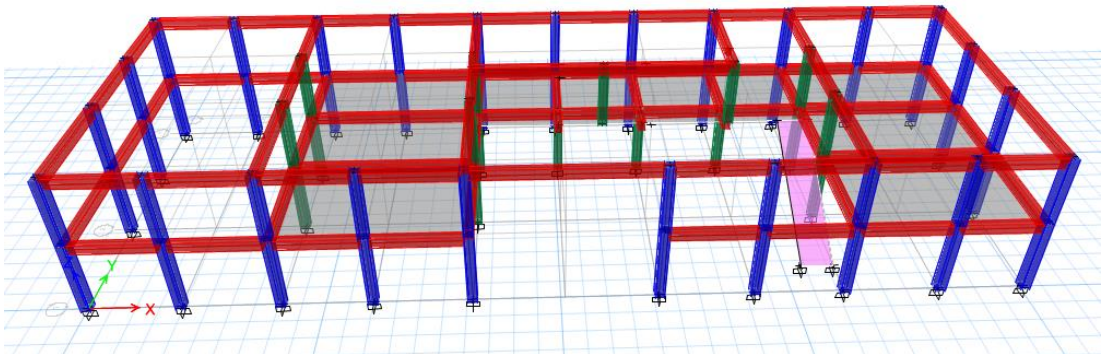
Carga Muerta	
Peso del techo (e=0.35 mm)	12
Peso gypsum	7
Peso luminarias	6.3
Total =	25.3 kg/cm ²
Carga Viva	
CV ceniza	0.06*1m * 1m * 1700 kg/m ³
Total=	102 kg/m ²

Peso de la cubierta

$$qu = 25.3 \frac{kg}{cm^2} * 6m$$

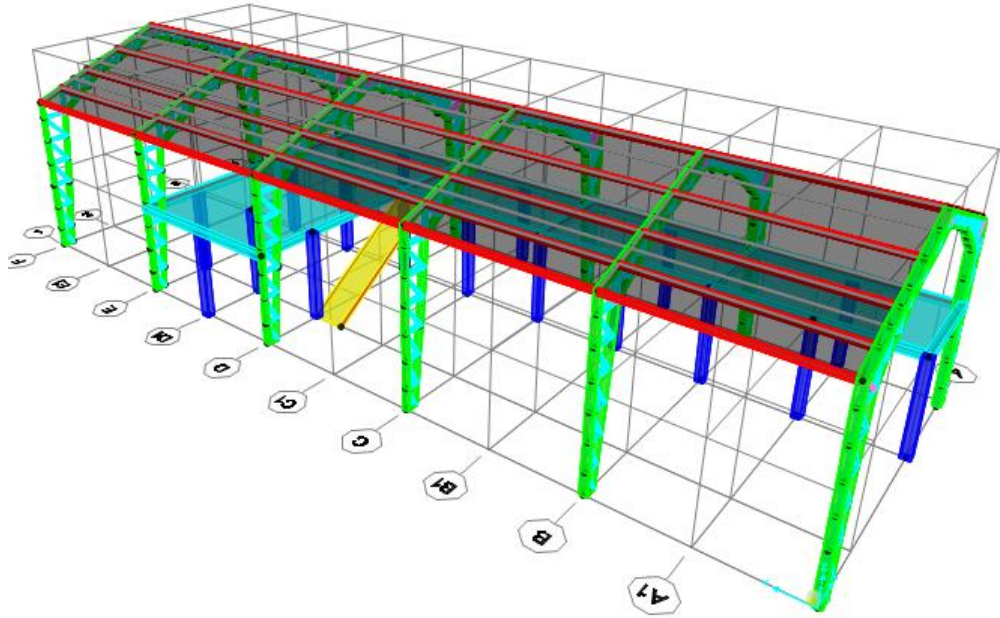
$$qu = 151.8 \frac{kg}{cm^2}$$

Figura 46: Laboratorio de Mecánica



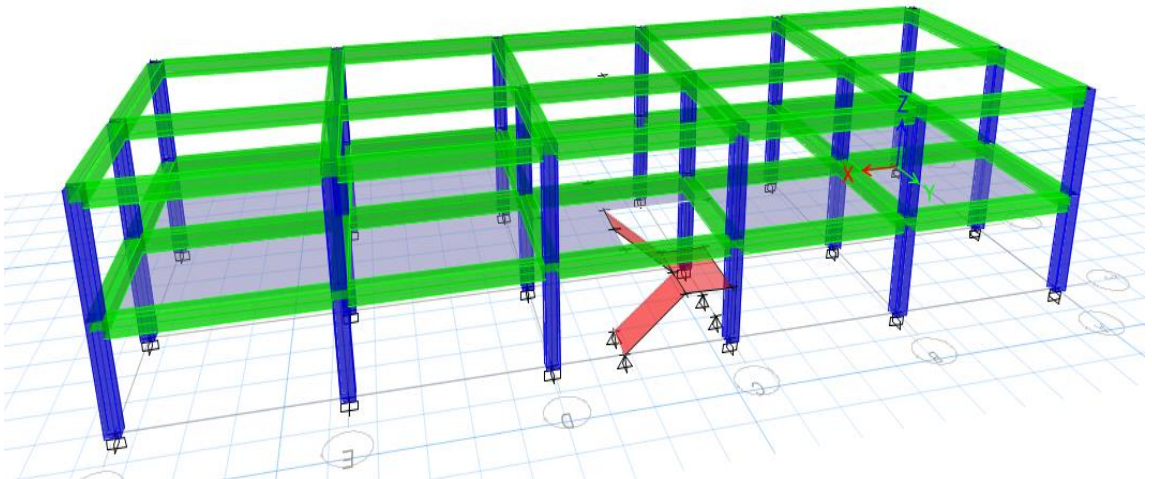
Fuente: ETABS 2018

Figura 47: Laboratorio de Hormigón



Fuente: SAP 2000

Figura 48: Laboratorio de Hidráulica



Fuente: ETABS 2018

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de resultados

3.1.1 Método Cualitativo - Vulnerabilidad sísmica

3.1.1.1 Inspección visual Fema 154

Para determinar el grado de vulnerabilidad de los edificios es importante seguir las indicaciones que nos propone la FEMA 154, como base para un análisis óptimo a las estructuras, en el capítulo anterior se indicó los parámetros que debe cumplir la estructura para que se lleve a cabo este estudio, por lo que se han tomado datos de la sismicidad del lugar donde están ubicados los edificios y se ha clasificado como pórticos de hormigón resistente a momentos (C1). [3]

Inspección Visual FEMA 154 - Nivel 1

En este nivel se examina las diferentes características que presenta la estructura, así como también el estado en que se encuentra el edificio, la tipología del lugar y los riesgos que pueden llegar a existir en ese sector de esta manera estudiar de forma detallada cada uno de los elementos estructurales y no estructurales que la componen.

Para comenzar con la inspección es importante ubicar la fotografía del lugar donde se encuentra el edificio, así como también un croquis de calles principales o secundarias para tener una buena referenciación del lugar en estudio.

Siguiendo con la inspección es importante colocar datos referentes a la estructura en estudio como la dirección en que se encuentra, código postal, identificadores como calles cercanas o edificios que tengan una buena referencia, el uso del edificio para el cual se construyó, otros aspectos que engloban este cuadro son la latitud y longitud como coordenadas de la estructura, a su vez se coloca los coeficientes sísmicos S_1 y S_s , además se sitúa la persona que llevo a cabo la inspección, la fecha y hora de la elaboración de esta ficha. [6]

Es primordial en este paso dar a conocer parámetros como el número de pisos, el año de construcción, el área total de construcción, la tipología del lugar y del suelo donde está construida, las irregularidades que presenta la estructura, así como los peligros

por factores geológicas y de adyacencia que pueda tener el edificio, por ultimo podemos emplear un comentario propio como punto a estudiar dentro de su análisis.

En la figura 49 se establece el puntaje básico de la estructura indicando cada uno de sus modificadores, obteniendo el puntaje final de este primer nivel, cabe resaltar que en el capítulo 2 se indicó cada uno de estos ítems según lo que nos señala la FEMA 154. El sistema estructural escogido es el tipo C1 que representa a las estructuras de hormigón resistentes a momento. Entre las irregularidades a presentarse en el caso de elevación se declina por una opción severa donde a su vez es penalizada dicho edificio con una irregularidad en planta. Los apartados de Pre-Código y Post-Código se refiere a la norma utilizada al momento de ser construida dicha estructura sea esta antes o después del año 2000. Es importante recordar que estas normas son de origen americano por lo que crea una incertidumbre al momento de escoger estos puntajes. [6]

Figura 49: Puntajes Básicos FEMA 154

TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada, VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL2 Smin	$1.5 - 0.9 + 1.9 = SL = 2.5$																


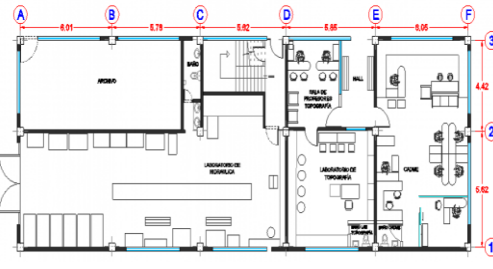
Fuente: Héctor Salán

En la parte baja del formulario se encuentra la “Extensión de la revisión” en la cual se debe ir llenando en base al tipo de suelo, si se contó con todos los planos del edificio sean estos arquitectónicos o estructurales. Después nos trasladamos en la parte derecha donde están “Otros Peligros” en donde la pregunta formulada se basa en si existen peligros que puedan afectar a la estructura para realizar una evaluación estructural detallada, estos peligros son el golpeteo, peligros de objetos de que puedan caer de otros edificios cercanos, peligros geológicos, estas opciones pueden llegar a tener mucha importancia en el estado post sismo de una estructura. En la “Acción Requerida” respondemos a las interrogantes de si es necesario una evaluación detallada y a su vez si se recomienda una evaluación no estructural [25].

Una vez incluido cada uno de los parámetros expuestos en este nivel se determina la vulnerabilidad de la estructura en base a su puntaje final S, la norma plantea tres tipos de casos que pueden presentarse en la estructura con valores de S de 3, 2 y 1 respectivamente, siendo que nuestra estructura tuvo un puntaje de S de 0.3 como mínimo existe una probabilidad de 1 en 2, esto quiere decir que el porcentaje de que el edificio colapse es del 50% por lo que se debe consultar con un experto en diseño sísmico. [16]

En la tabla 48 se indica el formato completo que nos ofrece la FEMA 254 para la inspección visual para el nivel 1 completado con toda la información requerida.

Tabla 48: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154, Formulario de recolección de datos		Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																
FOTOGRAFÍA	<p>Dirección: Universidad Tecnica de Ambato - Laboratorio de Hidráulica - FICM Campus Huachi Código Postal: _____ Otros identificadores: Av. Los Chasquis y Rio Guayllabamba Uso: Centro de Educacion Superior Latitud: 1.267 Longitud: 78.62410 Ss: _____ s1: _____ Evaluador: Hector Salán Fecha/hora: 16 de Noviembre del 2020__ 8:00 A.M</p>																	
	<p>N° pisos: sobre NTP: 2 bajo NTP: _____ Año de construcción: 1988 _____ Area total en planta;(m2) 294.38 Año código: _____ Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, añode construcción: Ocupación: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental</p>																	
CROQUIS	<p>Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) <input type="checkbox"/> DKN(Asumir tipo D)</p>																	
	<p>Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie: Si/No/DKN Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo) Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros</p>																	
Comentarios: Dibujos adicionales o comentarios hacerlo en una pagina separada.																		
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	
Irregularidad en elevación severa, VLI	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	
Irregularidad en elevación moderada, VLI	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	
Irregularidad en planta (PLI)	-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA	
Pre-Código	-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1	
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3	
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4	
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA	
Puntaje Mínimo, Smín	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL≥ Smín									1.5-0.5-0.4= SL= 0.6									
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: Estudios realizados posteriormente Fuente de Peligros Geológicos: Persona contacto:	OTROS PELIGROS Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2> que el puntaje limite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente									ACCIÓN REQUERIDA Se requiere una evaluación detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN								
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																		

Fuente: Héctor Salan

Inspección visual FEMA 254 - Nivel 2

En el primer chequeo visual que nos muestra la Fema 154 hemos concluido que nuestra estructura es muy vulnerable ante un evento sísmico, por esta razón nos conlleva a realizar una evaluación estructural de manera detallada como lo indica en su Nivel 2, el cual examinaremos a continuación.

Como primer ítem colocamos la información del edificio como el nombre de la edificación, el nombre del inspector o evaluador, la fecha de la visita, después se recalcula el puntaje básico en base a las irregularidades en planta y elevación del nivel 1.

Una vez incluido los datos de la estructura, así como los valores prioritarios del nivel 1, se penaliza a la estructura ya sea por columnas cortas o por la irregularidad severa que presenta esta estructura.

Para este caso se puede observar que existen irregularidades en elevación ya que sus dimensiones de alturas y esto afecta al desempeño de las mismas.

En la parte final de la tabla se encuentran los peligros no estructurales que se pudieron observar en campo de cada estructura analizada. Al ser analizada la estructura se obtendrá el puntaje para ratificar la vulnerabilidad sísmica de la estructura. En la tabla 49 se indica el formato completo que nos brinda la FEMA 154.

Tabla 49: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos			Nivel 2 (Opcional)	
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos			ALTA SISMISIDAD	
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.				
Nombre del edificio: LABORATORIO DE MECÁNICA - FICM	Puntaje final nivel 1:	SL1= 0.6	(no se considera S _{min})	
Inspector: HECTOR SALAN	Modificadores de irregularidad N1	Irregularidad vertical, VL1= -0.5	Irregularidad en planta, PL1= 0	
Fecha/hora: 16/11/2020 8:00 -12:00	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S'=(SL1-VL1-PL1) = 1.1		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (sí es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	SubTotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la dedificación respecto al otro	-1.2	VL2= -0.5 (Tope en -1.2)
		Edificación no W1: Existe al menos un pisos de diferencia l entre un lado de la dedificación respecto al otro	-0.3	
	Piso debil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos)	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elemnetos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos inferiores	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elemntos 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 la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este nivel	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo	-0.5	
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1		
	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 varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7		
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquinas reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total de diafragma en	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4		
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-0.7			
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elentos lateraes en cada lado de la edificación en cada dirección	0.3		
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	-1		
	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm	-1		
	Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra	-0.5		
	La edificación está al final del bloque o manzana	-1		
	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-0.5		
Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostamiento	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4		
Edificación PCI/RM1	Existen uniones de techo-pared que son visibles o que están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readección)	0.3		
Edificación PC1	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas pared	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes	-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
Readección	Una readección o un recondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2+PL2+M) ≥ S _{min} : SL2=(1.1-0.5) = 0.6		Transferir a formulario 1		
Se observa algún daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si o no"	Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostada o una chimenea de mampostería no reforzada		X	
	Existe revestimientos pesados		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan estar soportados inadecuadamente		X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales		X	
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		X	
	Existe una edificación adyacente mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostados		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 no estructural que pueda caer		X	
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
<input 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: Héctor Salán

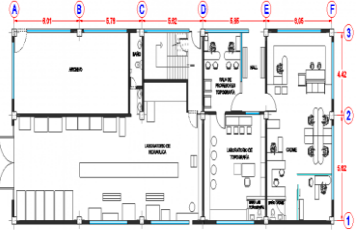

3.1.1.2 Evaluación visual rápida. NEC-2015

El formulario que nos propone a utilizar la NEC 2015 se basa en los estudios realizados por la FEMA 154 del año 2002 presentando un formato para determinar la vulnerabilidad sísmica de una estructura de forma visual, este chequeo se lo va efectuando durante la visita en campo de la Estructura a analizar.

En este análisis encontramos parámetros similares al chequeo de la FEMA 154 como la información y ubicación de la estructura, la tipología del sistema estructural en este caso C1 (Pórtico de Hormigón Armado). En los puntajes y modificadores encontramos la altura del edificio, el tipo de irregularidad que posea nuestra estructura para el caso de los laboratorios existen irregularidades en elevación los cuales son penalizados con el (-1.5). En el código de la construcción se establece como post-código moderno (construido a partir del 2001) y se le asigna el valor de 1.4 como modificador. Para el tipo de suelo se contempla el tipo D, con un valor de -0.6 como modificador. [6]

Estos puntajes básicos, modificadores nos otorgan un puntaje final donde se determina el grado de vulnerabilidad sísmica que posea el edificio, a continuación, se les presentara el formulario completo de la NEC-2015.


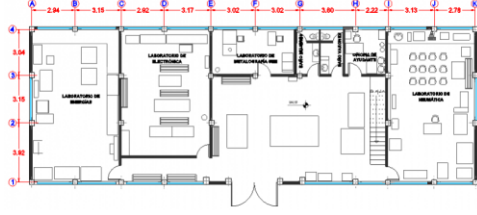
Tabla 50: Evaluación visual rápida. NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
	Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guaylabamba													
	Nombre de la edificación: Laboratorio de Hidráulica - FICM													
	Sitio de referencia: UTA - Campus Huachi													
	Tipo de uso: Centro de Educación Superior										Fecha de evaluación: 16 de Noviembre del 2020			
	Año de construcción: 1988										Año de remodelación:			
	Area construida en m ² : 294.38										Numer de pisos: 2			
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Hector Salán														
C.I: 160064556-6														
Registro senecyt:														
														
Madera	W1	Porticos de Hormigón Armado				C1	Portico de acero laminado				S1			
Mampostería sin refuerzo	URM	Porticos de H. Armado con muros estructurales				C2	Portico de acero laminado con diagonales				S2			
Mampostería reforzado	RM	Porticos de H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo				C3	Porticos doblado en frío				S3			
Mixta de acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX					PC	Portico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado				S4			
		PC	Portico acero con paredes de mampostería				S5							
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad en vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en la etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					0.4									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial							X	Firma del responsable					
2.0 < S < 2.5	Media vlnerabilidad													
S > 2.5	Baja vulnerabilidad													
OBSERVACIONES: El resultado que se obtuvo nos dió que la edificación se encuentra con una Alta Vulnerabilidad ante un evento sísmico.														

Fuente: Héctor Salán

Para el análisis de las otras edificaciones realizamos el mismo procedimiento para evaluar el edificio siguiendo cada uno de los parámetros establecidos tanto por la FEMA 154 como de la NEC-2015.

Tabla 51: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154, Formulario de recolección de datos		Nivel 1 ALTA SISMICIDAD															
FOTOGRAFÍA 	Dirección: Universidad Tecnica de Ambato - Laboratorio de Mecánica - FICM Campus: Huachi Código Postal: _____ Otros identificadores: Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba Uso: Centro de Educación Superior Latitud: 1.267 Longitud: 78.62410 Ss: _____ s1: _____ Evaluador: Hector Salán Fecha/hora: 16 de Noviembre del 2020__8:00 A.M																
	N° pisos: sobre NTP: 2 bajo NTP: _____ Año de construcción: 2010 Area total en planta;(m2) 300.91 Año código: _____ Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, añode construcción: Ocupación: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental																
CROQUIS 	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) <input type="checkbox"/> DKN(Asumir tipo D)																
	Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de supericie: Si/No/DKN Advancia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo) Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros																
Comentarios: Dibujos adicionales o comentarios hacerlo en una pagina separada.																	
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elavación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elavación moderada, VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{mín}	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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL ₂ S _{mín} 1.5-0.5+1.9= SL= 2.9																	
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: Estudios realizados posteriormente Fuente de Peligro Geológicos: Persona contacto:	OTROS PELIGROS Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL ₂ > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente		ACCIÓN REQUERIDA Se requiere una evaluación detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input checked="" type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN														
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL ₂ = 1.9 Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No	Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																



Fuente: Héctor Salán

Tabla 52: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos		ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.				
Nombre del edificio: LABORATORIO DE MECÁNICA - FICM	Puntaje final nivel 1:	SL1= 2.9	(no se considera Smin)	
Inspector: HECTOR SALAN	Modificadores de irregularidad N1	Irregularidad vertical, VL1= -0.5	Irregularidad en planta, PL1= 0	
Fecha/hora: 16/11/2020 8:00-12:00	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SL1-VL1-PL1) = 2.4		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-1.2	VL2= -0.5 (Tope en -1.2)
	Piso debil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia l entre un lado de la dedificación respecto al otro	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elemnetos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos inferiores	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elemntos 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 la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este nivel	-0.5	
		C1,C2,C3,PC1,PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo	-0.5	
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1		
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 varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7	PL2= 0 (Tope en -1.2)	
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquinas reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total de diafragma en	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones C1,C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4		
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elentos lateraes en cada lado de la edificación en cada dirección	0.3		
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra La edificación está al final del bloque o manzana	-1 -1 -0.5	
	Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostamiento	-1	
	Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones de techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación	0.3		
Edificación PC1	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas pared	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes	-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
Readecuación	Una readecuación o un acondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2+PL2+M) ≥ Smin: SL2=(2.4+0.5) = 1.9 Transferir a formulario 1				
Se observa algun daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si" o "no")	Si	No	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada noa rriostada o una chemenea de mampostería no reforzada		X	
	Existe revestimientos pesados		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan estar soportados inadecuadamente		X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales		X	
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		X	
	Existe una edificación adyacente mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostados		X	
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer		X	
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida		X	
	Otro peligro no estructural que pueda caer		X	
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales nenores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
Comentarios :				


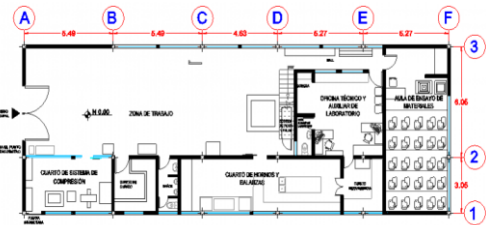
Fuente: Héctor Salán

Tabla 53: Evaluación Visual Rápida. NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
		Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba												
		Nombre de la edificación: Laboratorio de Mecánica - FICM												
		Sítio de referencia: UTA - Campus Huachi												
		Tipo de uso: Centro de Educación Superior						Fecha de evaluación: 16 de Noviembre del 2020						
		Año de construcción: 2010						Año de remodelación:						
		Área construida en m ² : 300.91						Número de pisos: 2						
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Hector Salán														
C.I: 160064556-6														
Registro senecyt:														
														
Madera	W1	Porticos de Hormigón Armado					C1	Portico de acero laminado					S1	
Mampostería sin refuerzo	URM	Porticos de H. Armado con muros estructurales					C2	Portico de acero laminado con diagonales					S2	
Mampostería reforzado	RM	Porticos de H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					C3	Porticos doblado en frío					S3	
Mixta de acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Porticos de H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					PC	Portico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado					S4	
		H. Armado prefabricado					PC	Portico acero con paredes de mampostería					S5	
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad en vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en la etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					1.8									
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 del responsable						
OBSERVACIONES: El resultado que se obtuvo nos dió que la edificación se encuentra con una Alta Vulnerabilidad ante un evento sísmico.														

Fuente: Héctor Salán

Tabla 54: Formulario Nivel 1. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P-154, Formulario de recolección de datos		Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																																																																																																																																																																																																						
FOTOGRAFÍA 	Dirección: Universidad Tecnica de Ambato - Laboratorio de Hormigón - FICM Campus Huachi Código Postal: _____ Otros identificadores: Av. Los Chasquis y Rio Guayllabamba Uso: Centro de Educacion Superior Latitud: 1.267 Longitud: 78.62410 Ss: _____ s1: _____ Evaluador: Hector Salán Fecha/hora: 16 de Noviembre del 2020__8:00 A.M																																																																																																																																																																																																							
	Nº pisos: sobre NTP: 2 bajo NTP: _____ Año de construcción: 1985 Area total en planta;(m2) 231.99 Año código: _____ Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, añode construcción: Ocupación: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental																																																																																																																																																																																																							
CROQUIS 	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B(roca prom.) <input type="checkbox"/> C(suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F(suelo pobre) <input type="checkbox"/> DKN(Asumir tipo D)																																																																																																																																																																																																							
	Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie: Si/No/DKN Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo) Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros																																																																																																																																																																																																							
	Comentarios: Dibujos adicionales o comentarios hacerlo en una pagina separada.																																																																																																																																																																																																							
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																																																																																																																																																																																																								
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)</th> <th>W1</th> <th>W1A</th> <th>W2</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>S5</th> <th>C1</th> <th>C2</th> <th>C3</th> <th>PC1</th> <th>PC2</th> <th>RM1</th> <th>RM2</th> <th>URM</th> <th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje Básico</td> <td>3.6</td> <td>3.2</td> <td>2.9</td> <td>2.1</td> <td>2</td> <td>2.6</td> <td>2</td> <td>1.7</td> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>1.2</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.7</td> <td>1.7</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación severa, VLI</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.9</td> <td>-1</td> <td>-0.7</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación moderada, VLI</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en planta (PLI)</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-Código</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.7</td> <td>-0.1</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>0</td> <td>-0.1</td> </tr> <tr> <td>Post-Referencia</td> <td>1.6</td> <td>1.9</td> <td>2.2</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.1</td> <td>1.9</td> <td>NA</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>2</td> <td>2.4</td> <td>2.1</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.1</td> <td>0.3</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> <td>0.1</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.6</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1-3 pisos)</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>0.2</td> <td>-0.1</td> <td>-0.4</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0.2</td> <td>-0.3</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (>3 pisos)</td> <td>-0.3</td> <td>-0.6</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>NA</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.3</td> <td>NA</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje Mínimo, S_{mín}</td> <td>1.1</td> <td>0.9</td> <td>0.7</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>	TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	Irregularidad en elevación severa, VLI	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	Irregularidad en elevación moderada, VLI	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	Irregularidad en planta (PLI)	-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA	Pre-Código	-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1	Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3	Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4	Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA	Puntaje Mínimo, S _{mín}	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	PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL ≥ S _{mín} 1.5-0.9-0.4= SL= 0.2 < S_{mín} Utiliza SL1= 0.3	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH																																																																																																																																																																																							
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5																																																																																																																																																																																							
Irregularidad en elevación severa, VLI	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA																																																																																																																																																																																							
Irregularidad en elevación moderada, VLI	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA																																																																																																																																																																																							
Irregularidad en planta (PLI)	-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA																																																																																																																																																																																							
Pre-Código	-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1																																																																																																																																																																																							
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2																																																																																																																																																																																							
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3																																																																																																																																																																																							
Tipo de suelo E (1-3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4																																																																																																																																																																																							
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA																																																																																																																																																																																							
Puntaje Mínimo, S _{mín}	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																																																																																																																																																																																							
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: Estudios realizados posteriormente Fuente de Peligro Geológicos: Persona contacto:	OTROS PELIGROS Existe otros peligros que hacen que se requiera una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2> que el puntaje limite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente	ACCIÓN REQUERIDA Se requiere una evaluación detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN																																																																																																																																																																																																						
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																																																																																																																																																																																																								

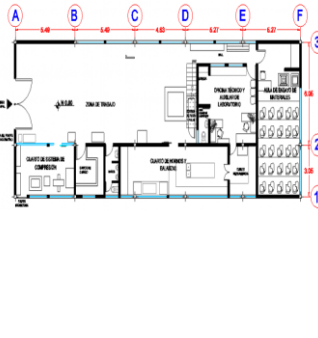

Fuente: Héctor Salán

Tabla 55: Formulario Nivel 2. Inspección Visual FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos		ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.				
Nombre del edificio: LABORATORIO DE MECÁNICA - FICM	Puntaje final nivel 1:	SL1= 0.3	(no se considera S _{mín})	
Inspector: HECTOR SALAN	Modificadores de irregularidad NI	Irregularidad vertical, VLI= -0.9	Irregularidad en planta, PL1= 0	
Fecha/hora: 16/11/2020 8:00 -12:00	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S [*] =(SL1-VLI-PL1) = 1.2		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (sí es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-1.2	VL2= -1 (Tope en -1.2)
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos)	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores	-0.5	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este nivel	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo	-0.5		
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7	PL2= 0 (Tope en -1.2)	
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquinas reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total de diafragma en	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4		
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección	0.3		
Golpeteo	La edificación esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra La edificación está al final del bloque o manzana	-1 -1 -0.5	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1
	Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostramiento	-1	
	Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones de techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)	0.3		
Edificación PC1	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas pared	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	M=0	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S [*] +VL2+PL2+M) ≥ S _{mín} : SL2=(1.2+1)= 0.2 Utiliza S _{mín} = 0.3 Transferir a formulario 1				
Se observa algún daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si o no"	Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada		X	
	Existe revestimientos pesados		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan estar soportados inadecuadamente		X	
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales		X	
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes		X	
	Existe una edificación adyacente mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados		X	
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer		X	
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida		X	
Otro peligro no estructural que pueda caer				
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenazan a la seguridad de vida de los ocupantes ⇒ Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
Comentarios :				

Fuente: Héctor Salán

Tabla 56: Evaluación Visual Rápida. NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
		Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba												
		Nombre de la edificación: Laboratorio de Hormigón - FICM												
		Sítio de referencia: UTA - Campus Huachi												
		Tipo de uso: Centro de Educación Superior						Fecha de evaluación: 16 de Noviembre del 2020						
		Año de construcción: 1985						Año de remodelación:						
		Área construida en m ² : 294.38						Número de pisos: 2						
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Hector Salán														
C.I: 160064556-6														
Registro senecyt:														
														
Madera	W1	Porticos de Hormigón Armado					C1	Portico de acero laminado					S1	
Mampostería sin refuerzo	URM	Porticos de H. Armado con muros estructurales					C2	Portico de acero laminado con diagonales					S2	
Mampostería reforzado	RM						C3	Porticos doblado en frío					S3	
Mixta de acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Porticos de H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo					PC	Portico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado					S4	
		H. Armado prefabricado					PC	Portico acero con paredes de mampostería					S5	
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad en vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en la etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					0.4									
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 del responsable						
OBSERVACIONES: El resultado que se obtuvo nos dió que la edificación se encuentra con una Alta Vulnerabilidad ante un evento sísmico.														

Fuente: Héctor Salán

3.1.1.3 Resultados del análisis cualitativo.

En la evaluación de cada uno de los laboratorios de la FICM se puede apreciar que dos de las estructuras fueron construidas hace mucho tiempo atrás por lo que los puntajes finales nos han determinado un alto grado de vulnerabilidad para cada una de ellas tanto para el Laboratorio de Hidráulica y el de Hormigón, por lo que ante un evento sísmico podrían ser las estructuras mayormente afectadas. Con respecto al Laboratorio

de Mecánica es una estructura moderna, pero en el formulario de la NEC-2015 se castiga con un valor muy alto a la irregularidad en elevación lo que igual nos da un alto grado de vulnerabilidad a comparación que el de los formularios expuestos por la FEMA 154 castigando a la estructura con un valor moderado a su irregularidad en elevación. Cabe resaltar que estos resultados son chequeos rápidos que se pueden realizar mediante la observación e investigación de ciertos datos de la estructura, por lo que es necesario la ayuda de programas y herramientas de cálculo más precisa para su estudio.

3.1.2 Método Cuantitativo – Vulnerabilidad Sísmica.

En el desarrollo de este método es necesario utilizar un programa computacional para el ámbito estructural de cada edificio llamado ETABS 2018 (Versión 18.1.1), que nos permite realizar un análisis lineal y no lineal de cada estructura en base a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.2.1 Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Mecánica

3.1.2.1.1 Definición de Materiales

- Hormigón $f'c$: 280 kg/cm
- Módulo elástico del Hormigón: $13100 \cdot \sqrt{f'c}$
- Acero de refuerzo f_y : 4200 kg/cm
- Acero del perfil metálico A36 f_y : 2530 kg/cm

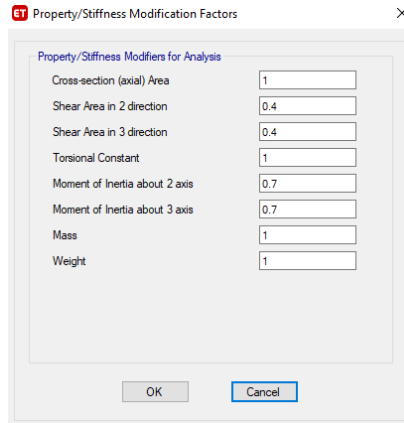
Definición de secciones

Para el diseño de la estructura es importante definir nuestras secciones tanto de vigas, columnas, losas y gradas con sus respectivas dimensiones y armados, para de esa manera comenzar con la modelación, con lo cual se podrá evidenciar cada una de las secciones en la tabla 22 y 23 del capítulo

Inercias agrietadas

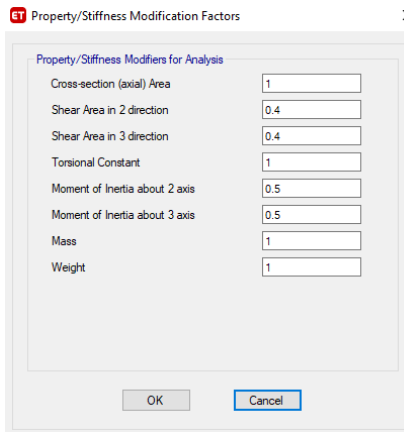
Los valores de vigas y columnas con respecto a sus inercias cambian para el análisis no lineal según la norma ATC-40 siendo estos valores presentados en las siguientes figuras:

Figura 50: Inercias agrietadas para columnas



Fuente: ETABS 2018

Figura 51: Inercias agrietadas para vigas

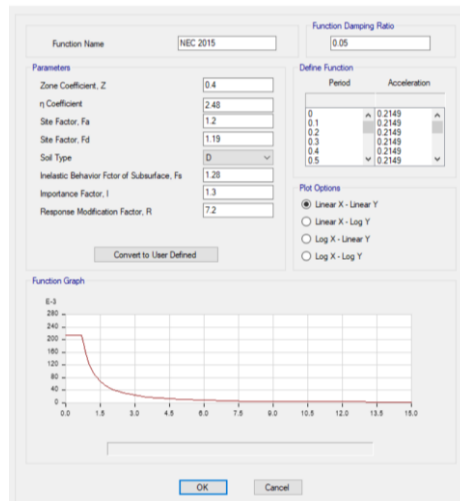


Fuente: ETABS 2018

3.1.2.1.2 Espectro de respuesta sísmica

El espectro de la NEC 2015 se define con los valores propuestos de la norma.

Figura 52: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015



Fuente: ETABS 2018

3.1.2.1.3 Cortante basal estático

Se calcula el valor del periodo de vibración de forma aproximada mediante el método 1 propuesto por la Normativa Ecuatoriana NEC 2015 con la siguiente expresión:

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

Donde:

C_t, α : Coeficiente que depende del tipo edificio

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

Tabla 57: Parámetros para el cálculo del período de vibración por el Método 1

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

$$T = 0.055 * 5.15^{0.9}$$
$$T = 0.2738 \text{ s}$$

El periodo fundamental de la estructura es de 0.2738 segundos, con este dato nos ubicamos en la gráfica del espectro para calcular la aceleración según la NEC 2015.

Tabla 58: Coeficientes de carga sísmica

CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ_p	1
Φ_e	0.9
C_t	0.055
α	0.9
h_n (m)	5.15

η	2.48
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1
Tc	0.6981
To	0.1269
Ta	0.2404
Sa (T)	1.1904
V - C	0.2149
k	1.000

Fuente: Héctor Salán

Los valores establecidos en la tabla 58 son necesarios para el cálculo del cortante basal con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

Donde:

C Coeficiente de reducción

I Factor de importancia

Sa Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración la gravedad g.)

R Factor de reducción de resistencia sísmica

\emptyset_P Coeficiente de configuración en planta

\emptyset_E Coeficiente de configuración en elevación

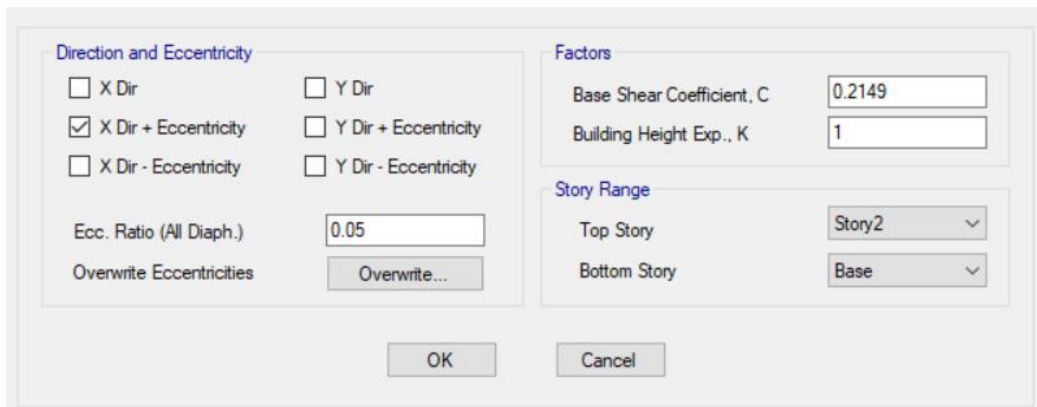
- **Coefficiente Basal NEC-2015:**

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

$$C = 0.2149$$

Con el valor del coeficiente basal calculado ingresamos al ETABS para definir la carga sísmica estática para el espectro:

Figura 53: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015

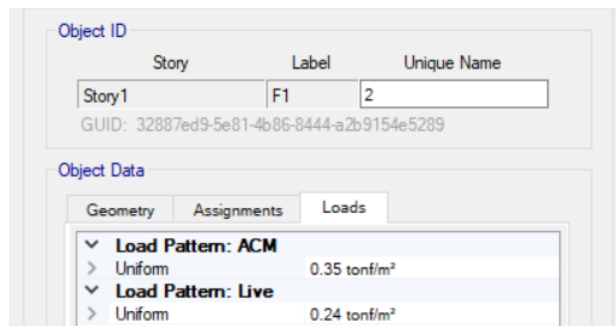


Fuente: ETABS 2018

3.1.2.1.4 Asignación de cargas

En este parámetro es necesario asignar las cargas que afectan a la estructura de forma directa, las cuales son consignadas a la losa del piso en forma de carga uniforme hacia cada tablero. Estas cargas se encuentran de manera detallada en la Tabla 47 correspondiente a la carga viva y al adicional de carga muerta por piso.

Figura 54: Información de estado de cargas en el piso Nv +2.70



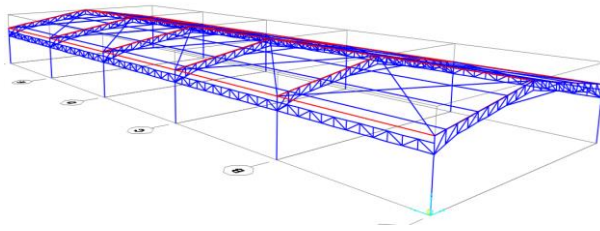
Fuente: ETABS 2018

3.1.2.1.5 Carga de cubierta

Para considera la cubierta se modelo la estructura en el programa SAP 2000 para determinar las reacciones y las cargas que generan para insertar en las columnas del segundo nivel como cargas puntuales en el programa ETABS.

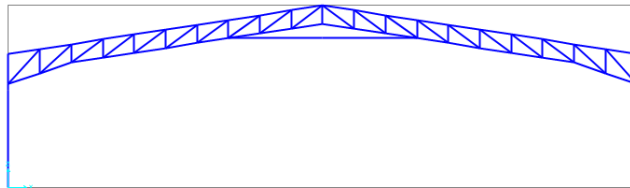
En la siguiente imagen se presenta la cubierta:

Figura 55: Cubierta



Fuente: SAP 2000

Figura 56: Cubierta Eje B



Fuente: SAP 2000

Figura 57: Reacciones de la cubierta

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys			
Joint Object	143	Joint Element	143
	1	2	3
Force	0.	0.	3.575
Moment	0.	0.	0.

Fuente: SAP 2000

3.1.2.2 Análisis de resultados

Para determinar que la estructura en estudio cumpla con un diseño óptimo, se debe realizar una serie de análisis establecidos por la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS 2015), presentados a continuación:

Período de vibración

El periodo de vibración del edificio T, se deberá obtener conforme a los dos métodos descritos a continuación. Para el primer método se estima el valor de la expresión descrita en la Tabla 60. Para el segundo método se realiza el análisis lineal para conseguir dicho valor, la tabla 61 nos muestra los valores del periodo de vibración para cada modo de vibración

En el cálculo de este chequeo, el valor de T se adquiere por el segundo método ya que este no debe superar el 30% del valor de Ta obtenido por el primero método.

Tabla 59: Período fundamental método 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY
1	0.261	0.0007	0.8039
2	0.242	0.8771	0.0136
3	0.237	0.0687	0.1084
4	0.105	0.0001	0.0095
5	0.105	0.0004	0.0222
6	0.092	0.0132	0.0209

Fuente: Héctor Salán

Tabla 60: Verificación del periodo fundamental de la estructura

Método 1 (Ta)	0.240	Ta2 ≤ 1.3Ta1
Método 2 (Ta)	0.261	CUMPLE
1.3*Ta1	0.313	

Fuente: Héctor Salán

En la tabla 51 podemos verificar que el edificio cumple con el segundo método ya que el valor del periodo fundamental del análisis lineal es menor que el 30 % del periodo fundamental calculado por el primer método, esto nos determina que la estructura cumple con la que establece la Normativa Ecuatoriana.

Torsión en Planta

Para este chequeo se espera verificar que los dos primeros modos de vibración de la edificación tengan un movimiento traslacional, ya que en este punto las cargas sísmicas son relativamente grandes en estos dos primeros modos, por lo que se espera que se ejerza la mayor cantidad de disipación de energía, a diferencia del tercer modo de vibración que es totalmente torsional debido a sus cargas.

Es importante calcular el porcentaje de torsión que genera cada modo de vibración a partir del porcentaje de la masa de la estructura que se desplaza, lo que produce un giro en Z con un valor de desplazamiento mayor tanto en la dirección X, como en el sentido Y, tomando en cuenta que al producirse un comportamiento traslacional el resultado de este porcentaje debe ser menor que el 30%.

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

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

Tabla 61: Factores de participación

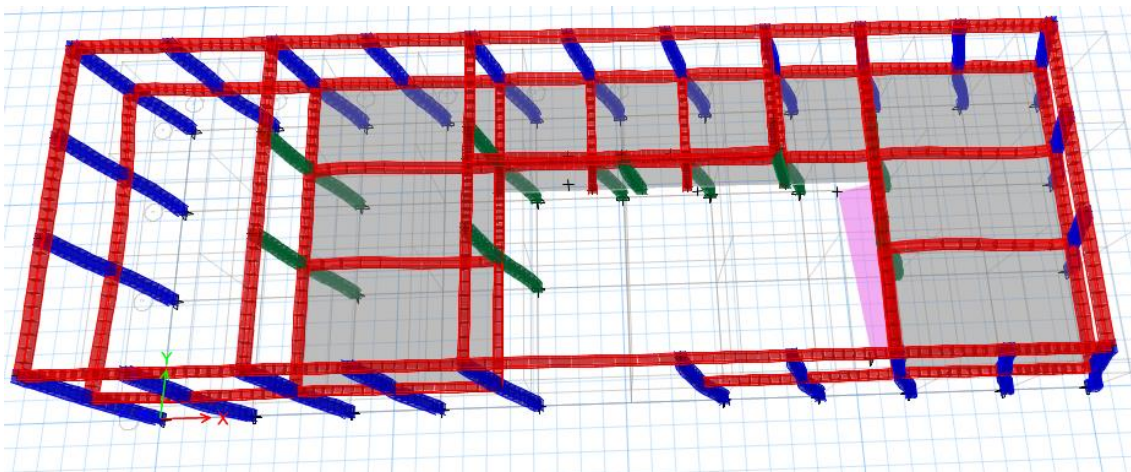
Modo	Ux	Uy	Rz	%Torsión	
1	0.0007	0.8039	0.1308	16.27	Ok Traslacional
2	0.8771	0.0136	0.0533	6.08	Ok Traslacional
3	0.0687	0.1084	0.7574	698.71	Torsional

Fuente: Héctor Salán

Según la tabla 56, la edificación presenta un comportamiento traslacional en el primer y segundo modo de vibración, siendo menor al 30% de la participación rotacional permitida, por lo que no sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural.

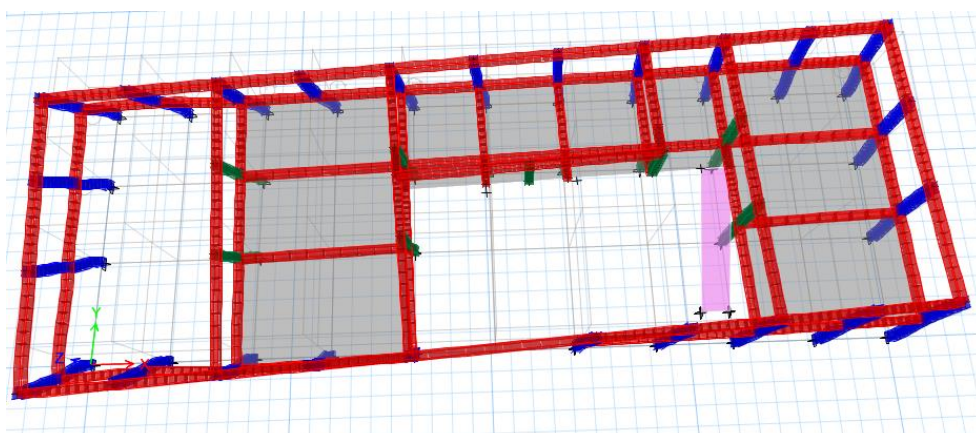
En las siguientes figuras se presenta el comportamiento que tiene la estructura en el primer, segundo y tercer modo de vibración:

Figura 58: Primer modo de vibración



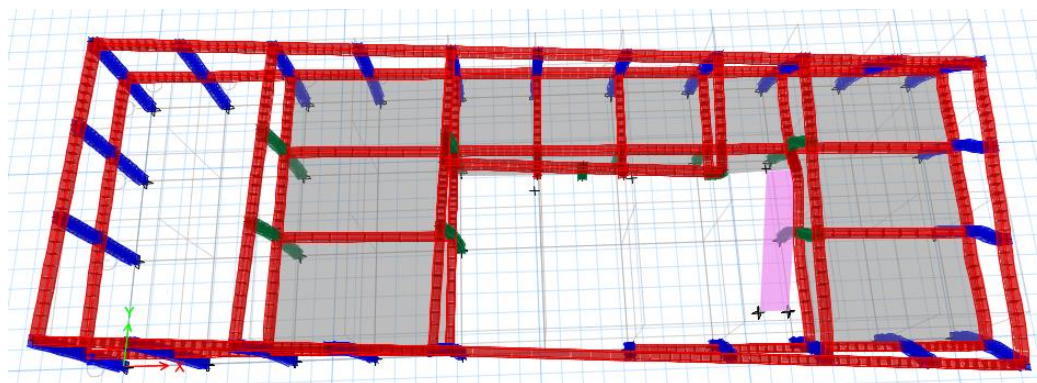
Fuente: ETABS 2018

Figura 59: Segundo modo de vibración



Fuente: ETABS 2018

Figura 60: Tercer modo de vibración



Fuente: ETABS 2018

- **Masa acumulada**

Al referirnos de una masa modal acumulada es necesario establecer los criterios que nos da la Normativa Ecuatoriana NEC-SE-DS, con respecto a este parámetro. En la sección 6.2.2 nos dice que para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración de la estructura se encuentran dentro de la participación modal acumulada lo que asegura que se quite al menos un 90% en la dirección horizontal de la masa total del edificio.

Tabla 62: Masa Acumulada

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0007	0.8039
2	0.8777	0.8176
3	0.9464	0.926
4	0.9465	0.9355
5	0.947	0.9577
6	0.9602	0.9786

Fuente: Héctor Salán

Cabe mencionar que los resultados expuestos en la tabla 62 muestran las masas acumuladas en cada modo de vibración, lo que al seguir los lineamientos de la NEC-2015 el 90% de masa acumulada se encuentra en el tercer modo de vibración tanto en la dirección X, como en el sentido Y, de esta forma se determina que ambos casos cumplen con el requerimiento del porcentaje establecido para el análisis.

3.1.2.3 Cortante Basal Estático Vs Cortante Basal Dinámico

La NEC-2015 en su apartado NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 literal (b), nos indica que el valor del cortante basal dinámico aplicado a la base de la estructura, no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático en estructuras regulares y tampoco

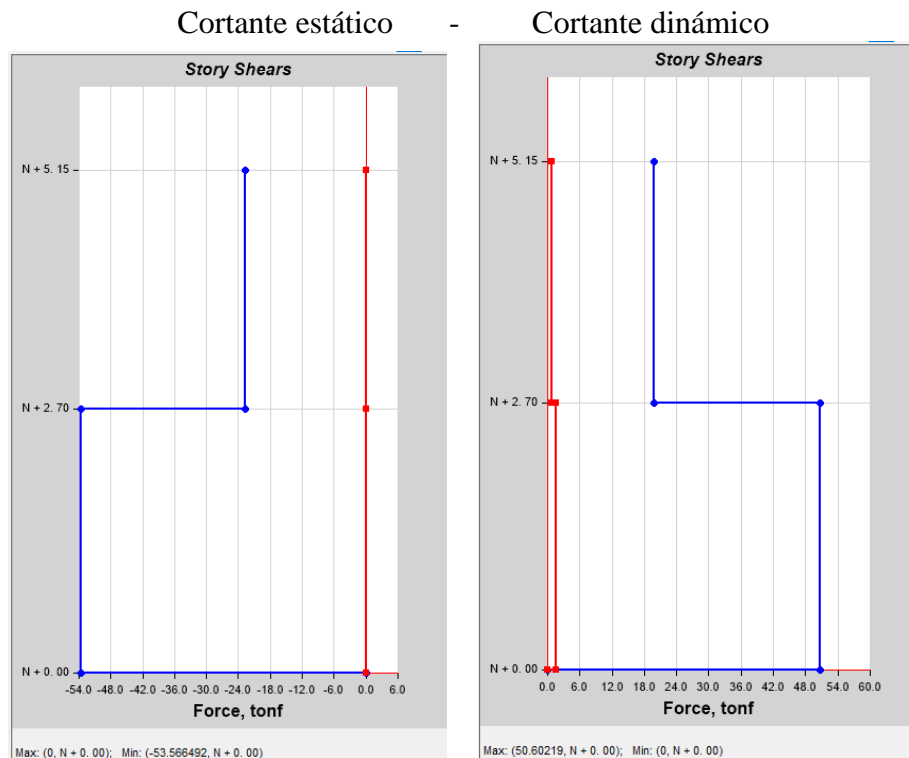
puede ser menor que el 85% del cortante basal estático en estructuras irregulares, cabe recalcar que si los cortantes son inferiores a los porcentajes que nos establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción se deberá realizar un ajuste en el cortante basal estático para proseguir con el análisis dinámico.

Tabla 63: Validación del Análisis Dinámico NEC 2015

CORTANTE BASAL ESTATICO VS DINAMICO			
V DINA < 85% (IRREGULAR)			
EN X			
V DINA (ESP X)	44.628	94.90	CUMPLE
V ESTA (SX)	47.028		
EN Y			
V DINA (ESPE Y)	41.279	87.77	CUMPLE
V ESTA (SY)	47.0283		

Fuente: Héctor Salán

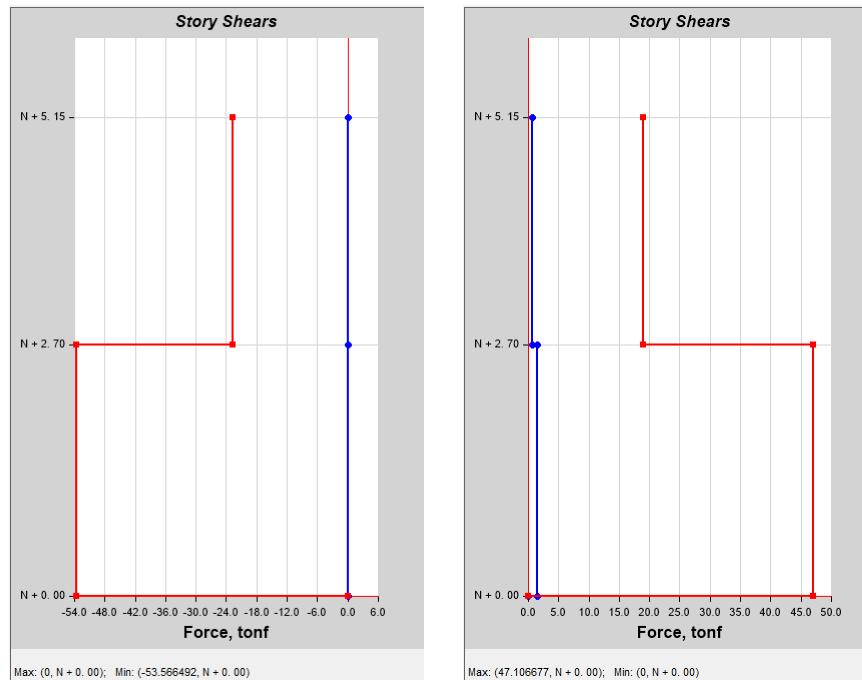
Figura 61: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 62: Cortante basal estático vs cortante basal dinámico sentido Y

Cortante estático - Cortante dinámico



Fuente: ETABS 2018

Como se presenta en la tabla anterior, el cortante basal dinámico en dirección X y en el sentido Y, supera el 90% del cortante estático por lo que cumple con lo establecido por la NEC-2015 para estructuras irregulares, cada uno de estos valores se ingresa en el programa para la validación del análisis.

3.1.2.4 Derivas de piso

Según la NEC-SE-DS en la sección 4.2.2 nos muestra los límites permisibles que debe tener una deriva máxima por cada piso, y esta no debe exceder a la deriva inelástica presentada en la siguiente tabla, expresada en porcentajes de la altura de piso:

Tabla 64: Valores de Δ_M máximos

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

Fuente: NEC-SE-DS 2015

En el análisis de derivas de piso se empleará el valor máximo de la respuesta inelástica en el desplazamiento de la estructura que fue mostrada en la tabla anterior, generada por un sismo de diseño. Al momento de emplear este análisis es importante examinar para cada dirección las derivas estáticas y dinámicas. Para el cálculo de la deriva

máxima inelástica de cada piso Δ_M , utilizaremos la siguiente formula y por consiguiente su porcentaje:

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

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

Derivas por cortante estático

Al determinar el valor de las derivas de piso tanto en la dirección X, como en el sentido Y, los valores obtenidos son expresados en las siguientes tablas, lo que nos indica que nuestra estructura se encuentra por debajo del 2%, dándonos como porcentaje mayor en el sentido Y de 0.78% para el nivel N+5.15, lo que demuestra que nuestro edificio no excede el límite de deriva máxima por piso.

Tabla 65: Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X

Dirección X				
Piso	Δ_E	Δ_M	%	Observación
Nv + 5.15	0.000895	0.00537	0.54%	< 2% Cumple
No + 2.70	0.001007	0.006042	0.60%	< 2% Cumple
Nv + 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

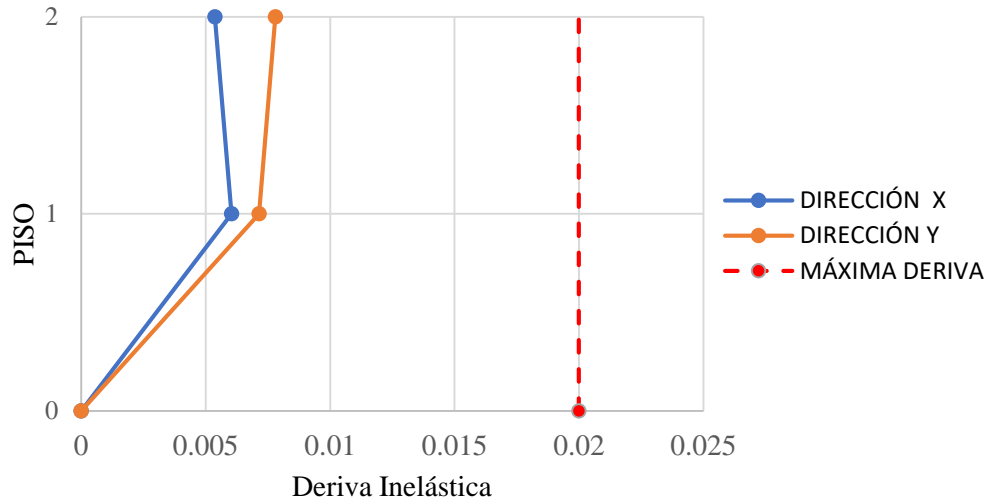
Fuente: Héctor Salán

Tabla 66: Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y

Dirección Y				
Piso	Δ_E	Δ_M	%	Observación
Nv + 5.15	0.001301	0.007806	0.78%	< 2% Cumple
Nv + 2.70	0.001191	0.007146	0.71%	< 2% Cumple
Nv + 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

Fuente: Héctor Salán

Figura 63: Derivas Inelásticas por cortante estático



Fuente: Héctor Salán

Derivas por cortante dinámico

De la misma forma en las derivas de piso por cortante dinámico, obtenemos los valores de la deriva inelástica en la dirección X y en el sentido Y, continuando con el cálculo de las derivas máximas en cada dirección y su respectivo porcentaje.

Podemos observar que la deriva máxima se encuentra en el sentido Y para el nivel N+2.70, con un valor de 0.77% y esta no supera al 2% que establece la NEC-2015, por lo que cumple con los requerimientos de la deriva de piso.

Tabla 67: Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X

DIRECCIÓN X				
Piso	Δ_E	Δ_M	%	Observación
Nv + 5.15	0.00084	0.00504	0.50%	< 2% Cumple
Nv + 2.70	0.000943	0.005658	0.57%	< 2% Cumple
Nv + 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

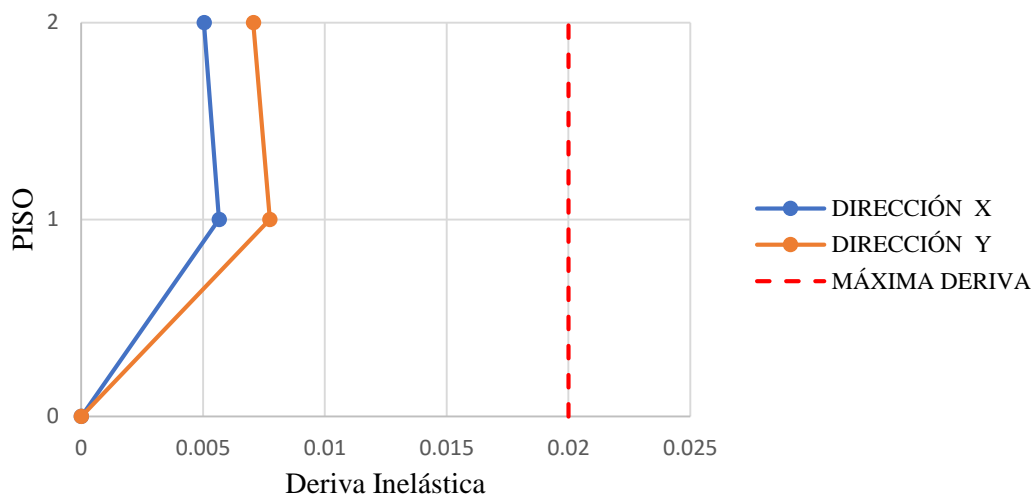
Fuente: Héctor Salán

Tabla 68: Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y

DIRECCIÓN Y				
Piso	Δ_E	Δ_M	%	Observación
Nv + 5.15	0.001177	0.007062	0.71%	< 2% Cumple
Nv + 2.70	0.00129	0.00774	0.77%	< 2% Cumple
Nv + 0.00	0	0	0.00%	< 2% Cumple

Fuente: Héctor Salán

Figura 64: Derivas Inelásticas por cortante dinámico



Fuente: Héctor Salán

3.1.2.5 Chequeo de elementos estructurales

Es de vital importancia cuantificar, calcular y determinar si cada elemento estructural es capaz de resistir las solicitaciones que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), por lo que se emplean diferentes chequeos en el análisis lineal para su diseño.

Tanto vigas, columnas y losas son empleadas para el diseño de la estructura, por lo que al momento de realizar algún chequeo siempre es recomendable trabajar con resistencias de diseño mediante cargas mayoradas como nos indica la NEC-SE-CG en la sección 3.4.3 de combinaciones de cargas:

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

Donde:

D: Carga Muerta

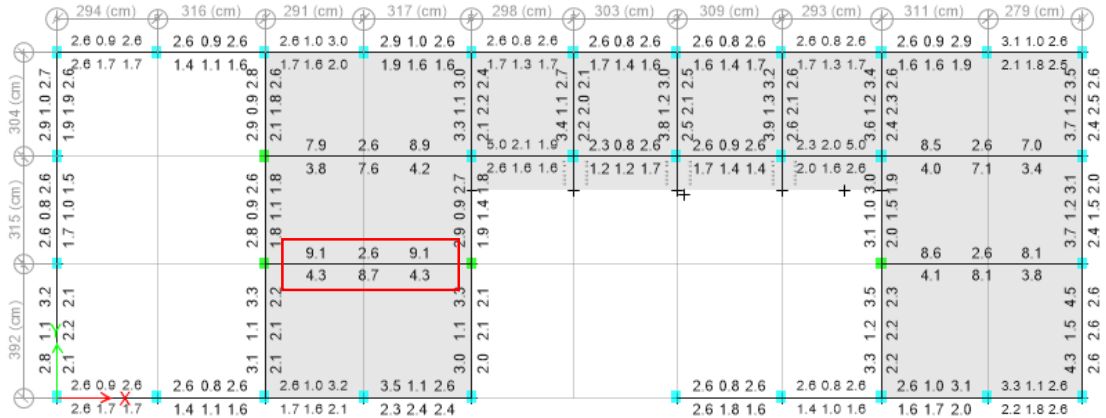
L: Carga Viva

E: Carga Sísmica

Chequeo de Vigas

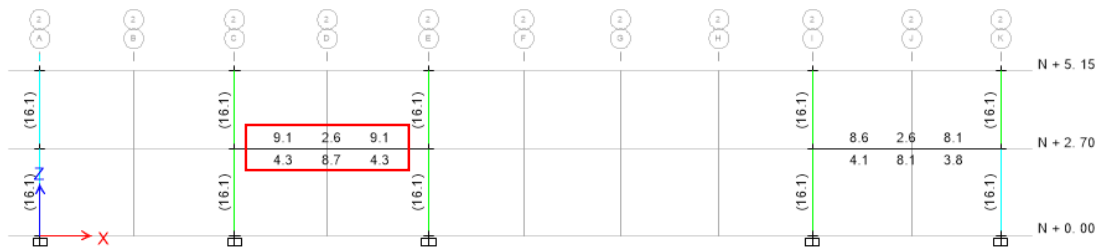
Al realizar cada una de las combinaciones de cargas, es necesario seleccionar la combinación más favorable para el chequeo de la viga, de esta manera el programa nos indicara la cantidad de acero de la viga más demandada, tanto de la parte superior e inferior del elemento estructural.

Figura 65: Acero en vigas del piso N + 2.70 más demandados



Fuente: ETABS 2018

Figura 66: Acero en vigas del pórtico del eje 2 más demandados



Fuente: ETABS 2018

En el chequeo de vigas se puede recalcar en las figuras anteriores la viga con mayor cantidad de acero, esta se encuentra en los ejes C y E, escogemos los datos de esta sección para continuar con el diseño de nuestra estructura.

Tabla 69: Momento de Diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño -	Momento de diseño +	Refuerzo momento -	Refuerzo momento +	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido
	(ton-m)	(ton-m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Superior (+2 ejes)	-9.4923	-	9.1	0	2.6	9.1
Inferior (-2 ejes)	-	4.7461	0	4.3	2.6	4.3

Fuente: ETABS 2018

La cuantía de acero es:

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

$$\rho = \frac{9.1 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 30.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.011856 = 1.12 \%$$

Comprobación de requerimientos del acero

En el cálculo del acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor al valor obtenido por la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

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

$$As_{min} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Para el valor del acero máximo en la viga determinamos con la ecuación de la cuantía de refuerzo siempre y cuando esta no exceda al 50% de la cuantía balanceada.

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

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

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{280}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0289$$

$$\rho_{max} = 0.0144 = 1.44\%$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

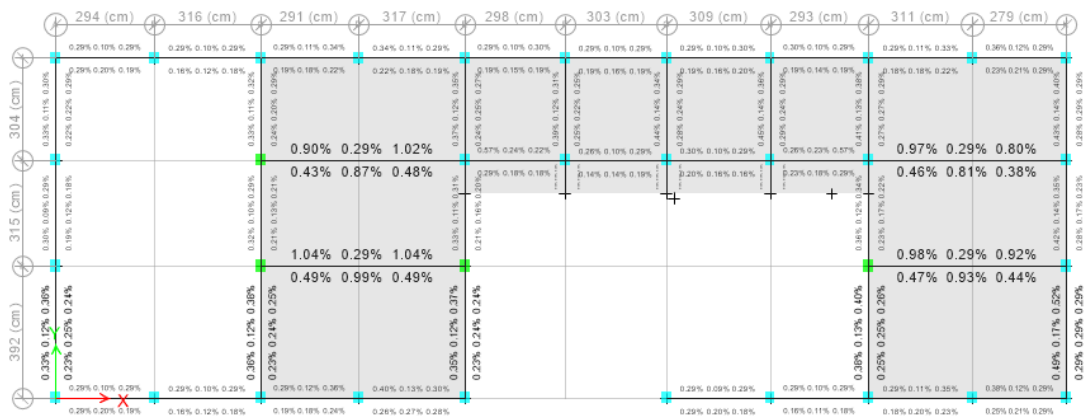
$$As_{max} = 0.0144 * 25 * 30.70$$

$$As_{max} = 11.09 \text{ cm}^2$$

Al determinar el acero que requiera nuestra estructura para diseño que es de 8.6 cm² siendo inferior al valor del acero máximo permitido de 11.09 cm², podemos concluir que todas las vigas presentan un diseño adecuado.

En la figura 67 se presentan el porcentaje de acero donde se encuentran en un rango máximo de 1.04% siendo inferior a la cuantía máxima permitida de 1.24% dándonos un porcentaje óptimo para diseño.

Figura 67: Porcentaje de acero en vigas



Fuente: ETABS 2018

Chequeo a corte de vigas

Para el diseño a corte de vigas escogemos la más demandada y ejecutamos la siguiente tabla:

Tabla 70: Resumen de diseño a corte

Cortante / Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo Aves (cm^2/cm)	Diseño V_{u2} (ton)	Diseño T_u (ton-m)	Diseño M_{u3} (ton-m)	Diseño P_u (ton)
0.070	11.8176	0.0044	-9.4923	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V_{u2} (ton)	Factorizado M_{u3} (ton)	Diseño V_{u2} (ton)	Capacidad V_p (ton)	Gravedad V_g (ton)
11.8176	-9.4923	11.8176	3.333	5.108

Fuente: ETABS 2018

Corroboramos que los datos obtenidos cumplan con los requerimientos de la ACI 2014.

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

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{280kg/cm^2} * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0623 \geq 0.0208$$

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

$$0.070 > 0.0623 \quad \text{Cumple}$$

Chequeo de torsión en viga

En este parámetro se permite desestimar los efectos de torsión a razón del siguiente análisis:

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

Donde:

ϕ Factor de reducción con un valor de 0.75

T_u Resistencia a la torsión en condiciones ultimas.

T_{th} El umbral de torsión.

T_{cr} Torsión de fisuración.

A_o Área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional.

P_h Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

Tabla 71: Resultados de torsión

Fuerza de torsión y refuerzo de torsión				
T_u (ton-m)	ϕT_{th} (ton-m)	ϕT_{cr} (ton-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)
0.0044	0.2123	0.8492	0.0358	0.8444

Fuente: ETABS 2018

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

$$0.0044 \text{ ton. m} < 0.2123 \text{ ton. m}$$

Chequeo a Flexo – Compresión de columnas

En el análisis de columnas por flexo-compresión al igual que en el chequeo de vigas, tomamos el pórtico más demandado de la estructura eligiendo la columna más cargada. En este caso la columna seleccionada se encuentra en el Eje C2 y los datos que corroboran su información para el análisis serán puestos en la siguiente tabla:

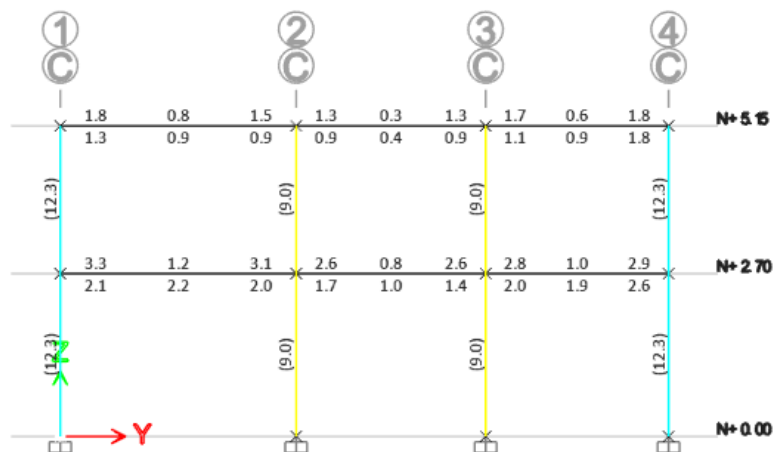
Tabla 72: Resumen de diseño de columna

Detalles del elemento Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+2.70	C2	C 35x35	2.70	0.35	0.35	0.045
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para P_u, M_{u2}, M_{u3}						
Diseño P_u (ton)	Diseño M_{u2} (ton-m)	Diseño M_{u3} (ton-m)	Mínimo M2 (ton-m)	Mínimo M3 (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad

8.205	-1.4087	2.3043	0.1989	0.1989	1.01	0.522
-------	---------	--------	--------	--------	------	-------

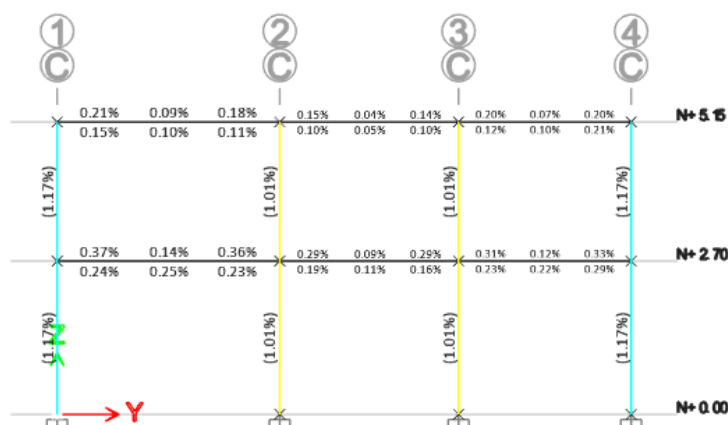
Fuente: Héctor Salán

Figura 68: Diseño a Flexo- Compresión en cm^2



Fuente: ETABS 2018

Figura 69: Cuantía de acero para el diseño a Flexo-Compresión



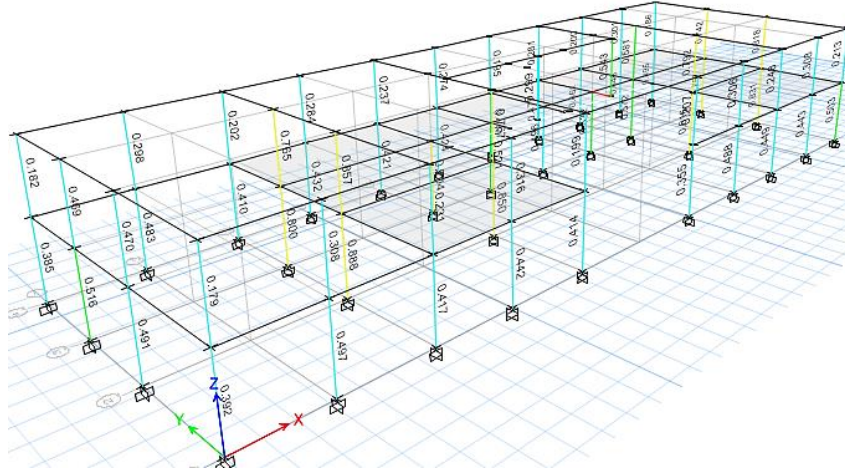
Fuente: ETABS 2018

En la figura anterior se puede observar que la cuantía de refuerzo longitudinal se encuentra dentro del rango que nos establece la normativa entre el 1% y el 3% del área total de la sección transversal con un valor del 1.01% lo cual es aceptable para el diseño. El límite inferior controla las deformaciones dependientes del tiempo y el límite superior evita un comportamiento frágil en cada uno de los elementos estructurales (columnas).

3.1.2.6 Chequeo Demanda / Capacidad en Columnas

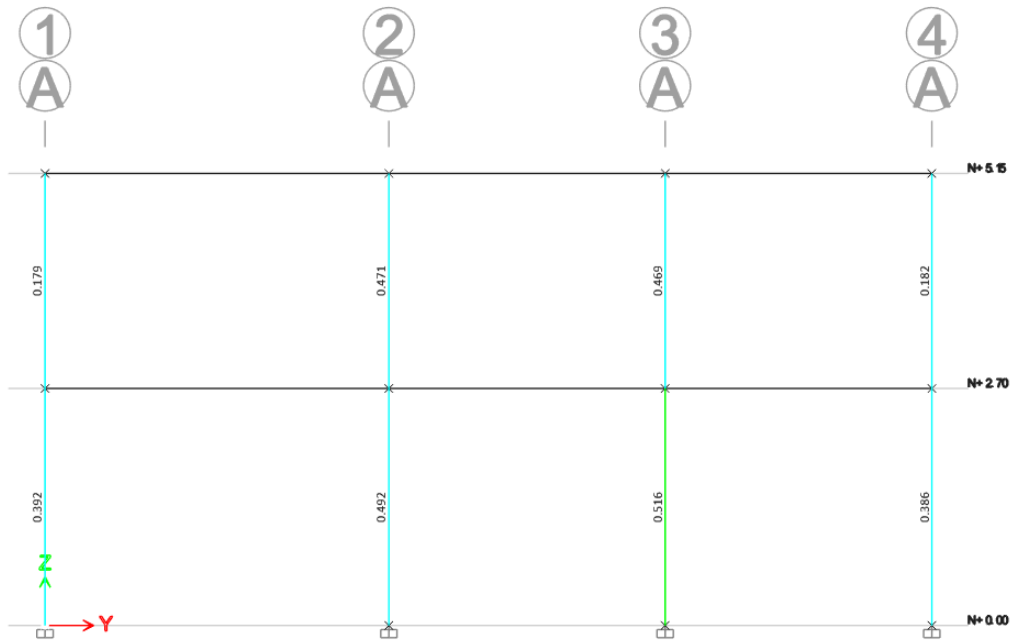
En las siguientes figuras se presentan el índice de capacidad de las columnas de toda la estructura:

Figura 70: Demanda / Capacidad de la estructura



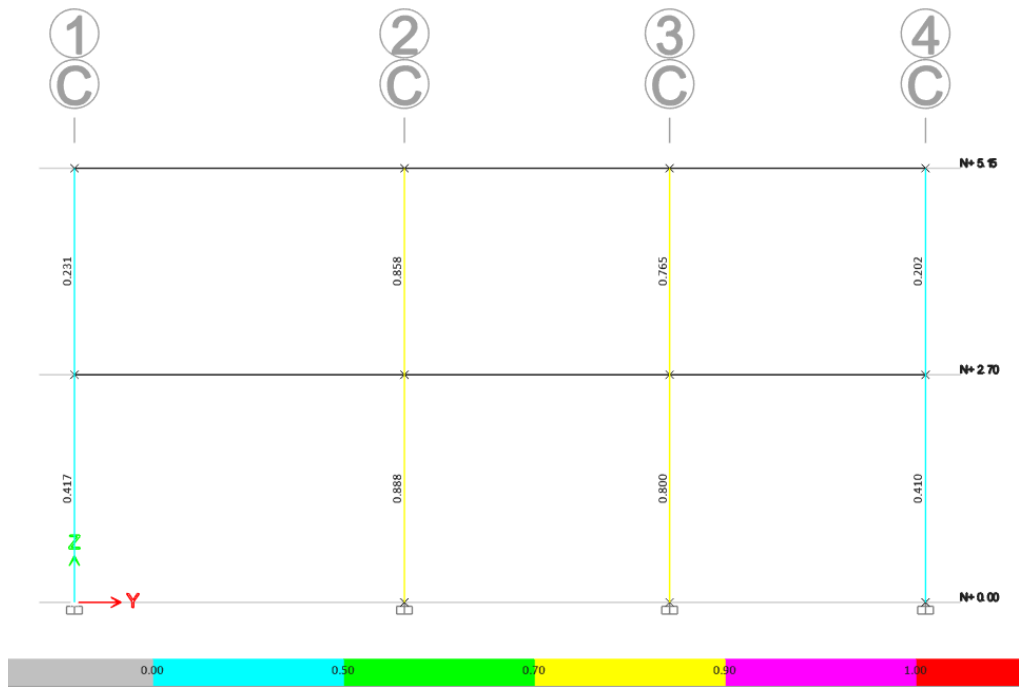
Fuente: ETABS 2018

Figura 71: Demanda / Capacidad Eje A



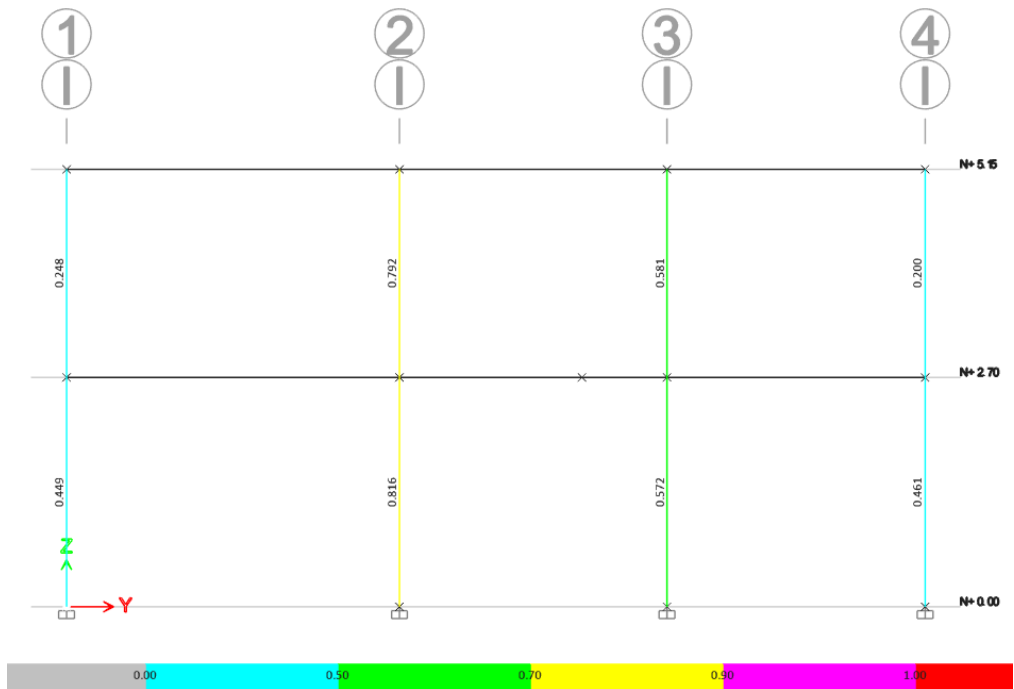
Fuente: ETABS 2018

Figura 72: Demanda / Capacidad Eje C



Fuente: ETABS 2018

Figura 73: Demanda / Capacidad Eje I



Fuente: ETABS 2018

Al verificar la demanda/capacidad de todas las columnas, se observa que las secciones presentan valores menores a 1, por ejemplo, la columna del Eje C2 tiene un valor de

0.888 cumpliendo la capacidad necesaria para cumplir con la demanda, las secciones transversales de las columnas son suficientes para la sollicitación de demanda de la edificación.

3.1.2.7 Análisis estático no lineal - Pushover

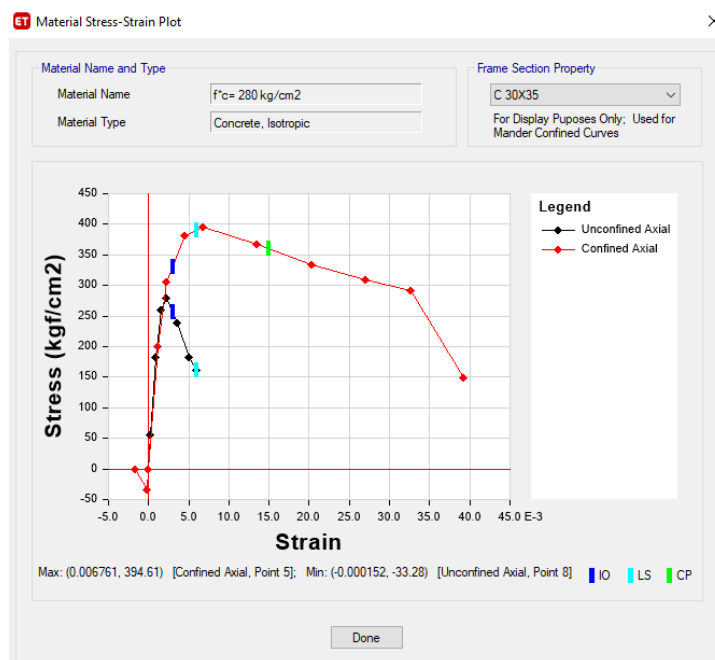
Al establecer cada uno de los parámetros y completar el análisis modal lineal de nuestra estructura, el siguiente procedimiento que se debe realizar es un análisis estático no lineal, en el cual se establecerá chequeos para obtener la curva de capacidad de la edificación, determinando el punto de desempeño que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) [15].

3.1.2.7.1 Modelos de comportamientos de los materiales según el programa

ETABS 2018

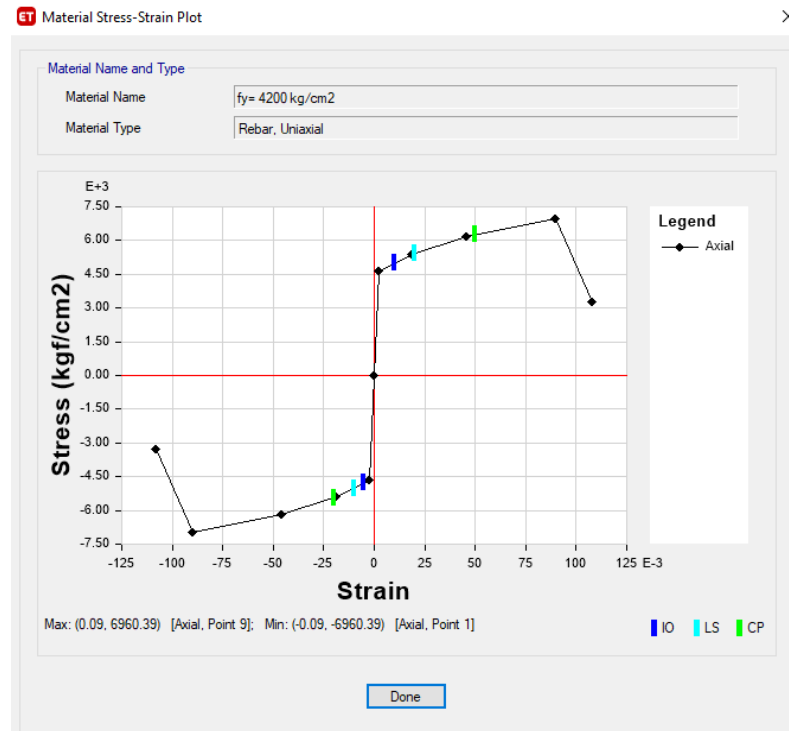
Uno de los primeros pasos para continuar con el análisis no lineal es observar el comportamiento de cada uno de los materiales tanto en vigas como en columnas tomando en cuenta modelos como el de Mander que se utiliza para el concreto confinado y el modelo de Park para el acero de refuerzo, estos métodos son representados por el programa para una resistencia de compresión del hormigón de 240 kg/cm^2 y una fluencia de 4200 kg/cm^2 de la siguiente manera:

Figura 74: Modelo Esfuerzo-Deformación del hormigón.



Fuente: ETABS 2018

Figura 75: Modelo Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo



Fuente: ETABS 2018

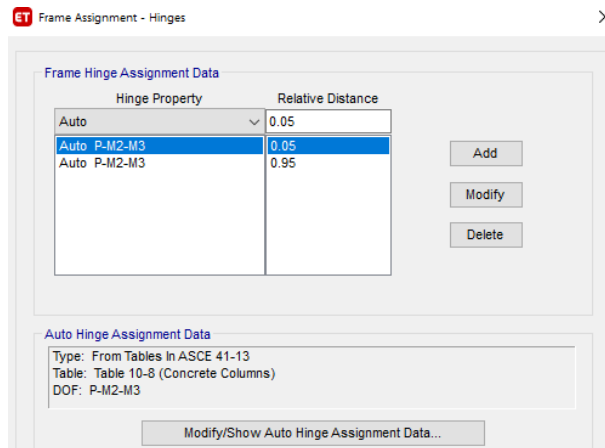
3.1.2.7.2 Asignación de Rotulas Plásticas

Para asignar las rotulas plásticas en los elementos estructurales se debe comenzar dando valores a las secciones de vigas y columnas con su respectivo acero de refuerzo (f_y) y su valor de resistencia a la compresión (f'_c).

Columnas

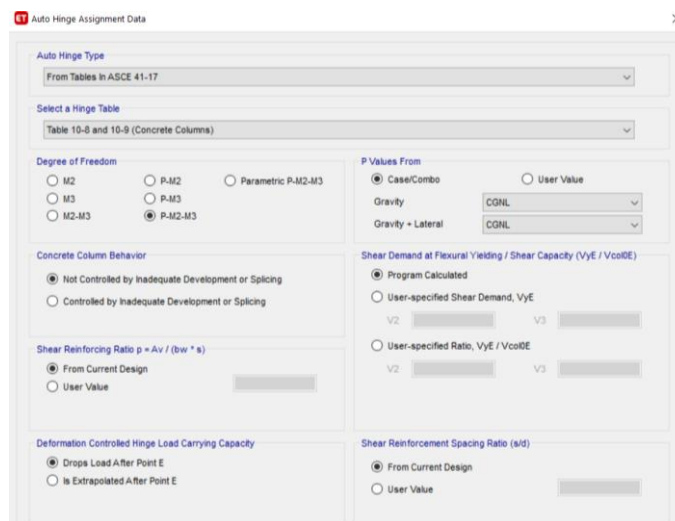
Para establecer la capacidad de elementos estructurales se les asigna rótulas plásticas en las zonas donde se espera conversión de momentos (fluencia), antes que falle por cortante. La asignación de rótulas plásticas en las columnas se la realiza considerando que es un elemento que trabaja a flexo-compresión, los criterios de aceptación serán tomados de las tablas de ASCE 41-13 de Tabla 10-8 para el cálculo de rotulas plásticas en columnas [25].

Figura 76: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



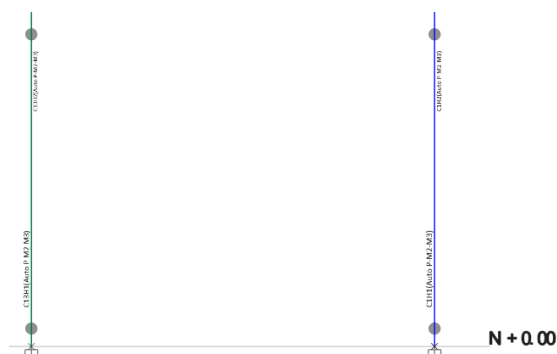
Fuente: ETABS 2018

Figura 77: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



Fuente: ETABS 2018

Figura 78: Rotulas plásticas en el Eje A



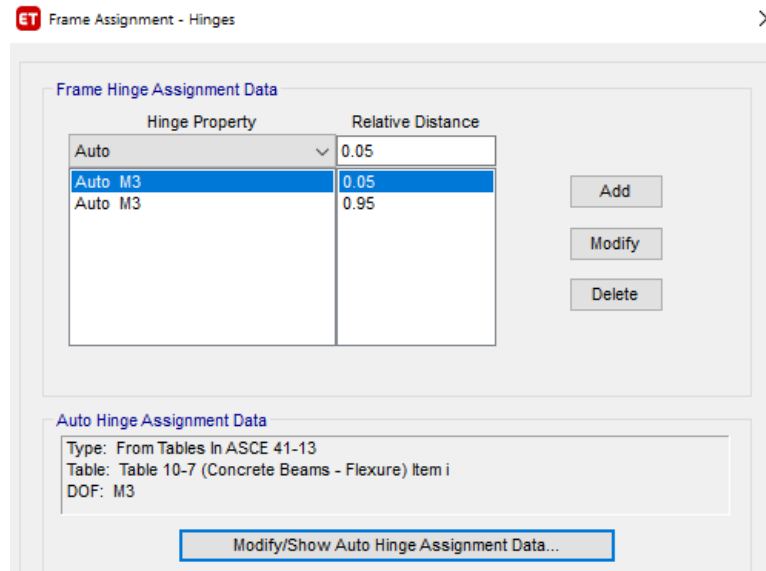
Fuente: ETABS 2018

Vigas

Las propiedades de las rótulas plásticas en vigas se asignan considerando que es un elemento estructural dominado por la flexión, los criterios de aceptación fueron

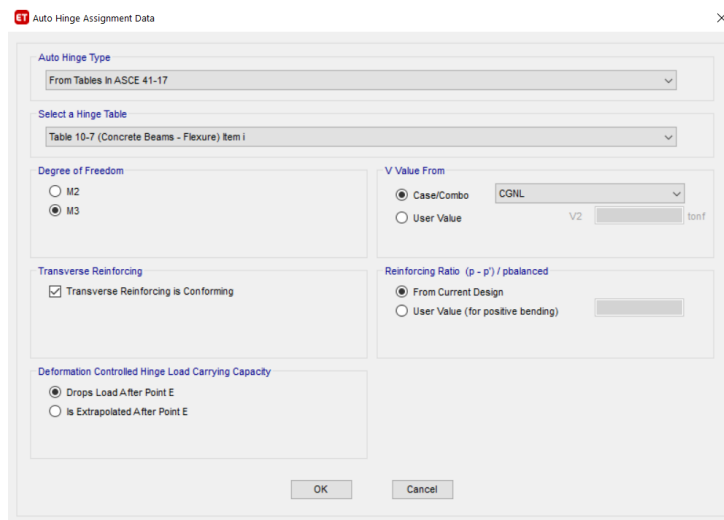
tomados de la tabla 10-7 del ASCE 41-13 para el cálculo de rótulas plásticas en vigas [16].

Figura 79: Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 80: Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 81: Representación de una rótula plástica en vigas

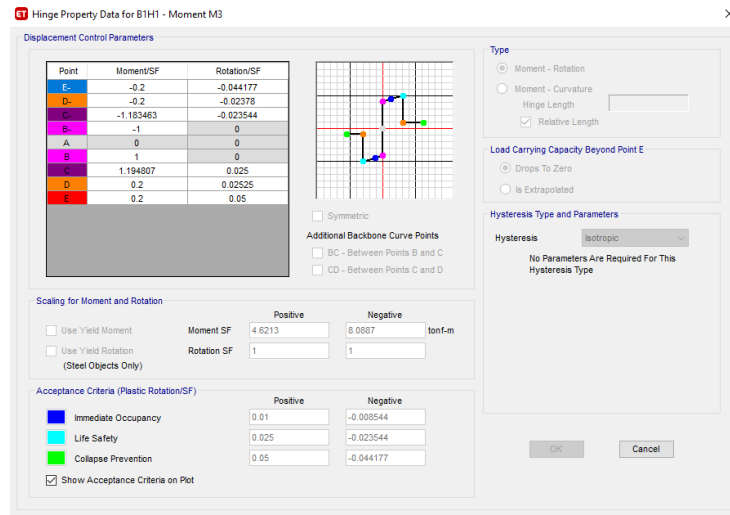


Fuente: ETABS 2018

Diagrama momento – rotación

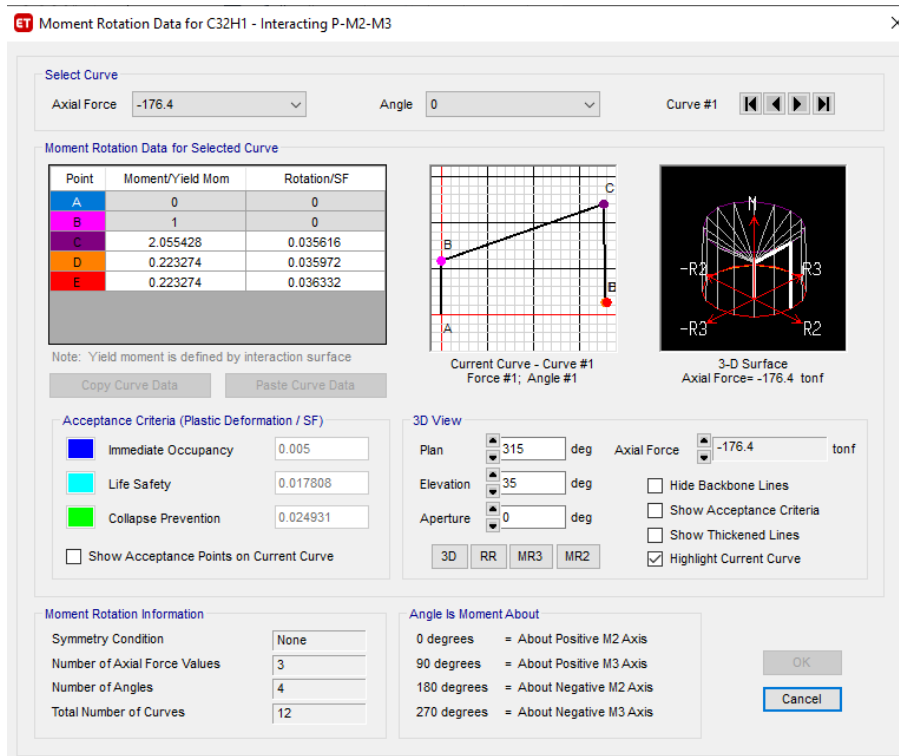
Para el cálculo de los diagramas de momento-rotación en vigas y columnas se encuentra en la norma ASCE 41-13 que tiene la finalidad de indicar el comportamiento de las rotulas plásticas de cada elemento estructural. Estas rotulas plásticas son apreciadas de la siguiente forma por el programa ETABS 2018.

Figura 82: Definición del momento – rotación para vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 83: Definición del momento – rotación para columnas



Fuente: ETABS 2018

Es importante distinguir que cada elemento estructural tiene una variación al instante de ejercer un momento para conocer el valor de su rotación, se puede evidenciar estos valores en cada columna o viga respectivamente.

3.1.2.7.3 Demanda y niveles de Amenaza sísmica

Para los niveles de amenaza sísmica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) en su apartado NEC-SE-DS en la sección 4.3.2 nos indica una tabla para los diferentes niveles de sismos que se pueden presentar en este caso sea frecuente, ocasional, raro y muy raro siendo estos representados en la tabla 71:

Tabla 73: Niveles de amenaza sísmica

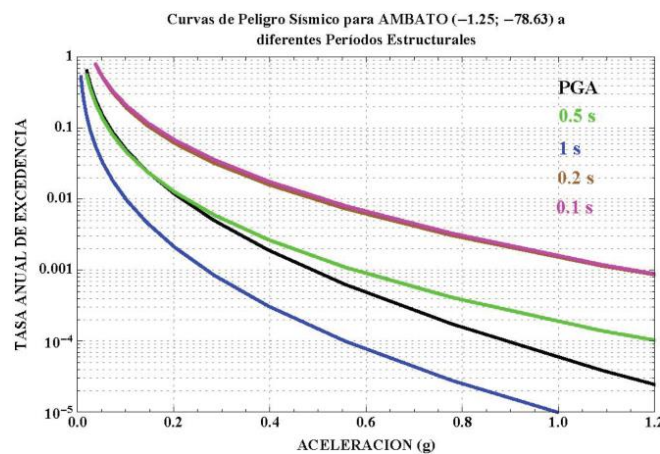
Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.013889	0.20
Ocasional	20%	225	0.004444	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.002105	0.40
Muy Raro	2%	2500	0.000400	0.65

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Como nuestra estructura en estudio se encuentra en la ciudad de Ambato, la Norma Ecuatoriana establece curvas de peligro sísmico para cada ciudad del país, estas graficas la encontramos en la sección 10.4 de la NEC-SE-DS [26].

Estas curvas relacionan la aceleración del sismo con la tasa anual de excedencia, presentada a continuación:

Figura 84: Curvas de peligro sísmico, Ambato



Fuente: NEC-SE-DS 2015

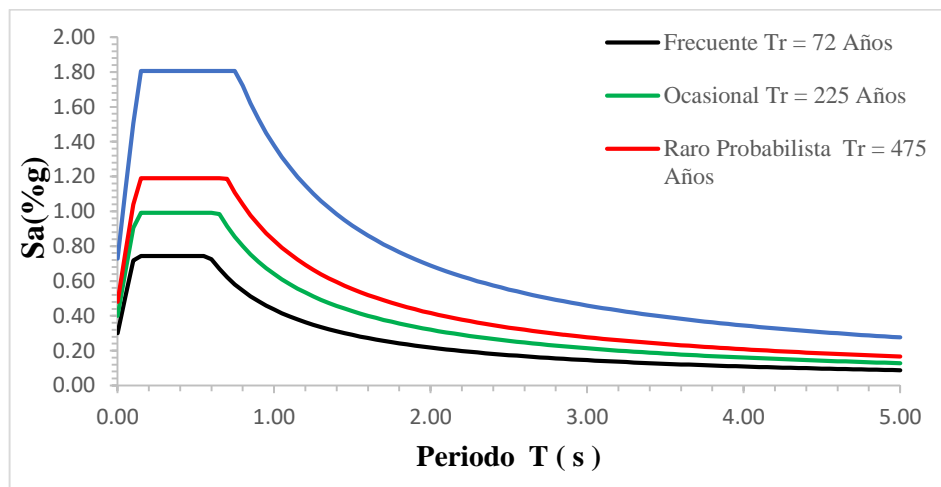
En el capítulo 2 indicamos los diferentes factores de sitio que nos da la normativa los cuales para este caso realizamos una interpolación con los valores obtenidos correspondiente a la tipología del suelo y al valor de la aceleración del mismo estos datos se encuentran también en la NEC-SE-DS en la sección 3.2.2, esto nos servirá para poder calcular el espectro y serán ingresados en la siguiente tabla:

Tabla 74: Factores de sismos

Nivel de sismo	Suelo	n	Z	Factores de sitio		
				fa	fd	fs
Frecuente	D	2.48	0.20	1.500	1.535	1.040
Ocasional		2.48	0.31	1.290	1.344	1.126
Raro		2.48	0.40	1.200	1.190	1.280
Muy Raro		2.48	0.65	1.120	1.110	1.400

Fuente: Héctor Salán

Figura 85: Espectros elásticos correspondientes a los niveles de amenaza sísmica



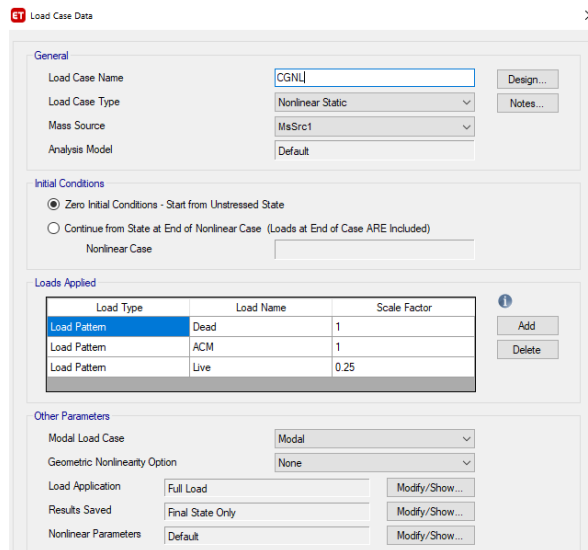
Fuente: Héctor Salán

3.1.2.7.4 Carga gravitacional no lineal

El efecto que se produce por las cargas gravitacionales a la estructura es el de deformar antes de aplicar cargas laterales que son producidas por el sismo, por esta razón es necesario establecer un patrón de carga que nos indica la FEMA 356 donde considera una carga gravitacional no lineal siendo esta el 25% de la carga viva y el 100% de la

carga muerta, con esta observación ingresamos al programa para su respectivo chequeo.

Figura 86: Carga gravitacional no lineal



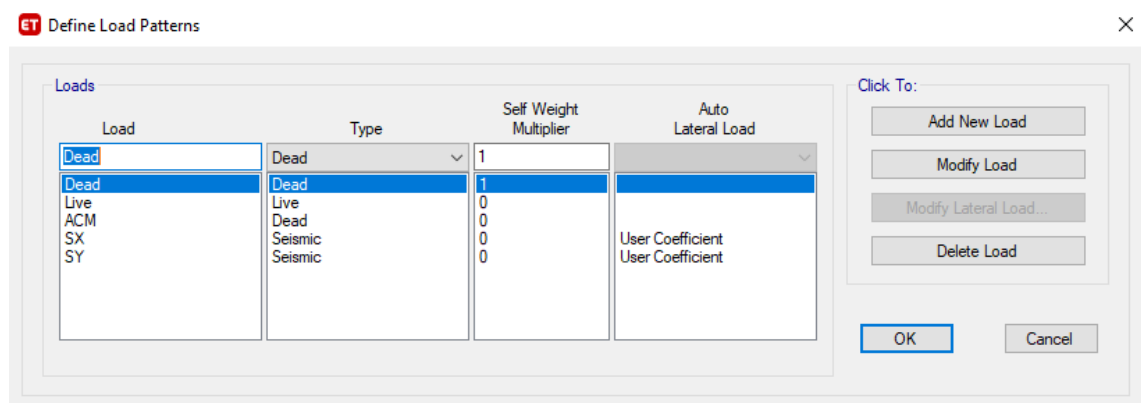
Fuente: ETABS 2018

3.1.2.7.5 Carga lateral no lineal

Una vez finalizada el estado de carga gravitacional no lineal, es necesario incluir un estado de carga lateral no lineal, en donde se añade el peso por carga viva, el peso por carga muerta, el adicional de carga muerta de la estructura y la carga sísmica tanto en el sentido X como en el sentido Y, que considera al cortante basal estático.

Entre los coeficientes que también afectan a este estado de carga son los valores que obtuvimos en el análisis lineal correspondiente a S_a y k respectivamente.

Figura 87: Patrones de Carga



Fuente: ETABS 2018

Figura 88: Carga sísmica en X

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has the following settings: 'X Dir + Eccentricity' is checked, while 'X Dir', 'Y Dir', 'Y Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity' are unchecked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. The 'Factors' section has 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.2149 and 'Building Height Exp., K' set to 1. The 'Story Range' section has 'Top Story' set to 'N + 5. 15' and 'Bottom Story' set to 'N + 0. 00'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fuente: ETABS 2018

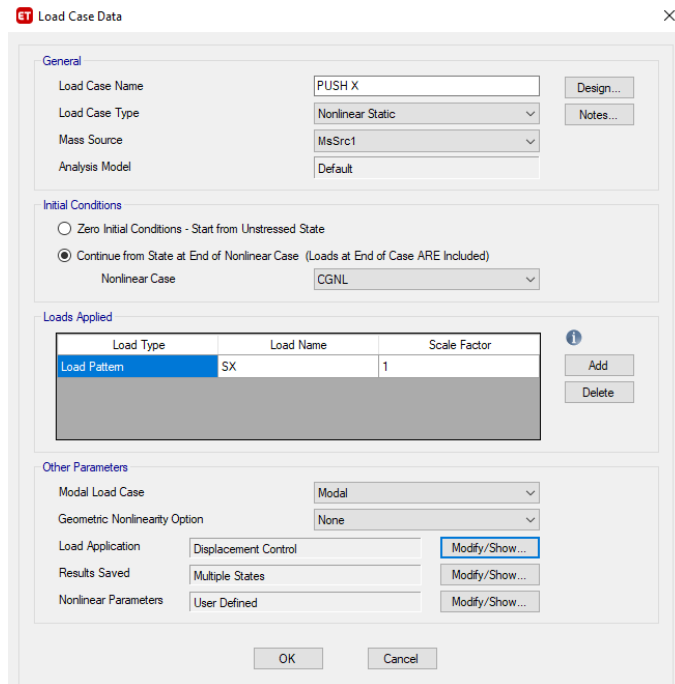
Figura 89: Carga sísmica en Y

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. The 'Direction and Eccentricity' section has the following settings: 'Y Dir + Eccentricity' is checked, while 'X Dir', 'X Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', 'Y Dir', and 'Y Dir - Eccentricity' are unchecked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. The 'Factors' section has 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.2149 and 'Building Height Exp., K' set to 1. The 'Story Range' section has 'Top Story' set to 'N + 5. 15' and 'Bottom Story' set to 'N + 0. 00'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fuente: ETABS 2018

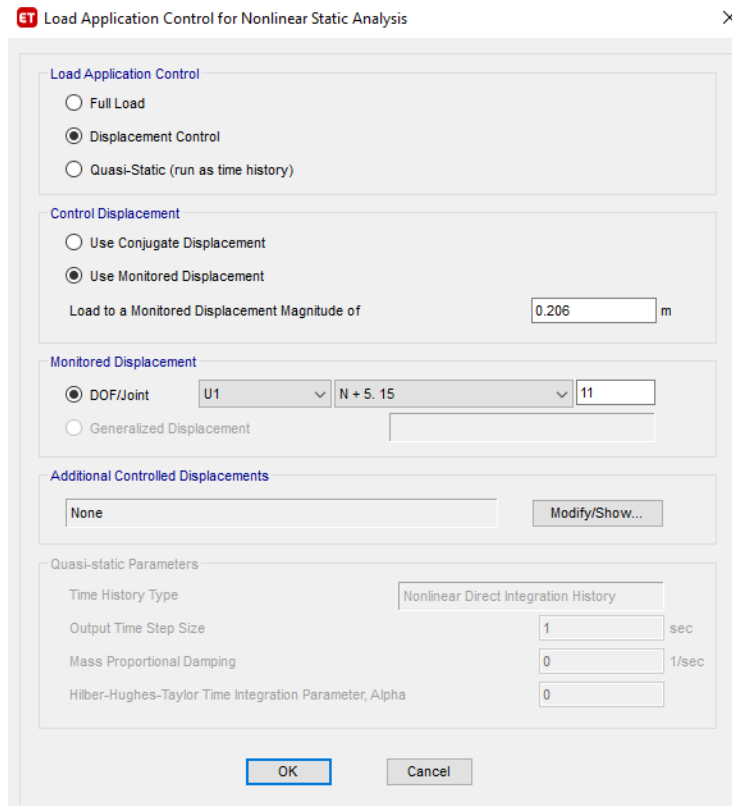
Al definir los estados de carga es necesario implementa un estado estático no lineal para el análisis de la estructura, siempre y cuando este estado de carga tenga su propia masa y se vea afectada por la carga sísmica en el sentido que corresponda sean en X o en Y.

Figura 90: Asignación de Pushover sentido X



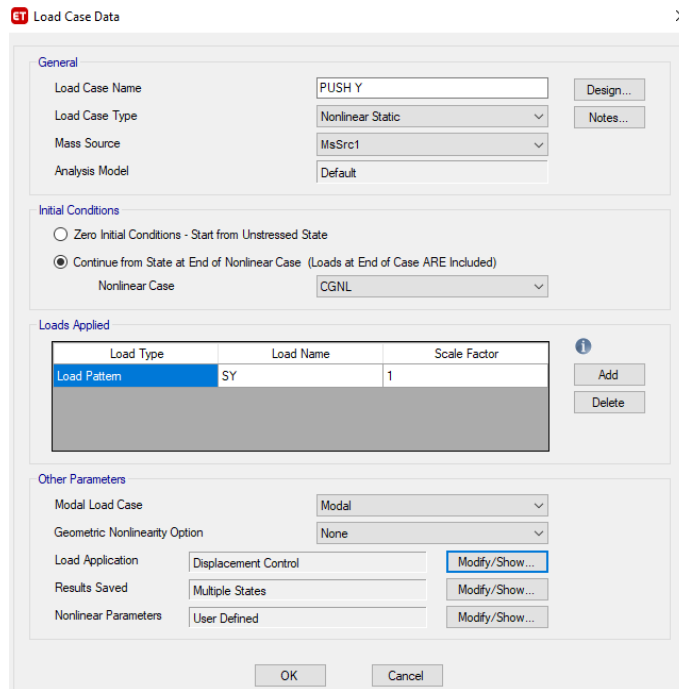
Fuente: ETABS 2018

Figura 91: Control de aplicación de la carga sentido X



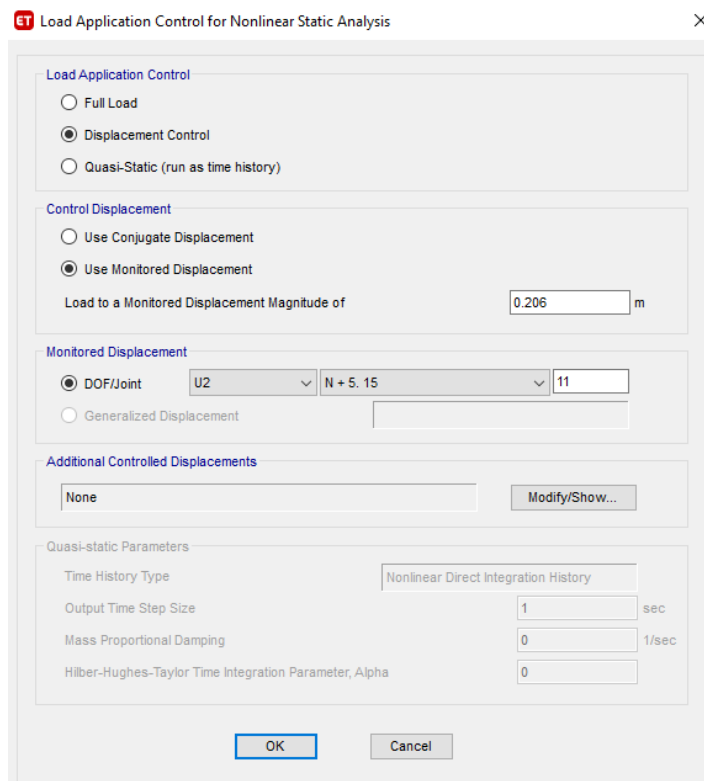
Fuente: ETABS 2018

Figura 92: Asignación de Pushover sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Figura 93: Control de aplicación de la carga sentido Y



Fuente: ETABS 2018

En el control del análisis no lineal es importante determinar el desplazamiento que se produce en la estructura al ser chequeada, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), nos dice que este valor debe ser mayor a la deriva máxima permitida para una edificación que es del 2%, para este chequeo la FEMA 356 establece el desplazamiento máximo como parte de la altura del edificio sea del 4%, empleando esta norma con el desplazamiento máximo del 4% nos entrega un valor de 0.206 metros de desplazamiento máximo de la estructura.

3.1.2.8 Resultados del análisis estático no lineal - Pushover

Al determinar cada uno de los parámetros establecidos por la Normativa Ecuatoriana en el programa ETABS 2018, empezamos con el chequeo de cada uno de los estados de carga que solicitamos para ir determinando los distintos niveles de amenaza sísmica que puede ocurrirle a la estructura.

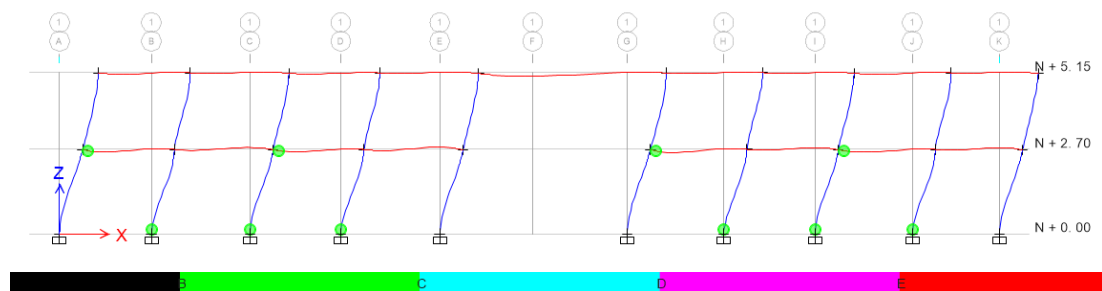
Formación de rotulas plásticas

Entre los primeros chequeos que podemos evidenciar en el programa son las formaciones de rotulas plásticas en cada uno de los elementos estructurales sean estos vigas o columnas, dependiendo el sentido de análisis que se solicitó a la estructura, así como su comportamiento.

En dirección X

A continuación, se presenta el proceso de formación de rotulas plásticas en la dirección X:

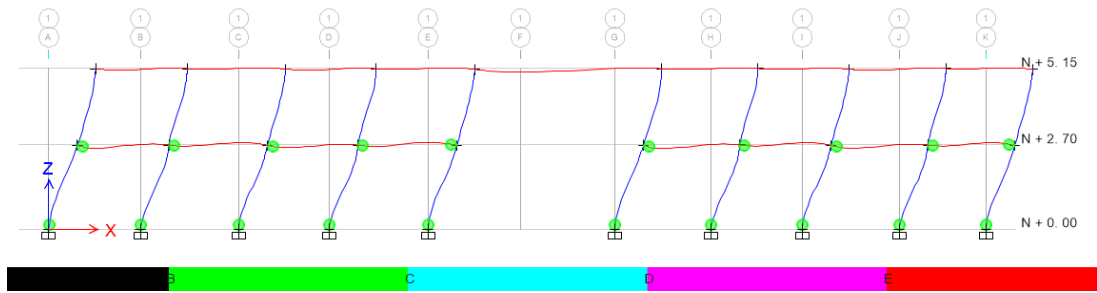
Figura 94: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 1.5 cm



Fuente: ETABS 2018

Las primeras rotulas se presenta en el pórtico del eje 1, se forma en las vigas del primer piso y en la base de las columnas de la estructura como se observa en la anterior figura, con un desplazamiento de 1.5 cm, el color verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida.

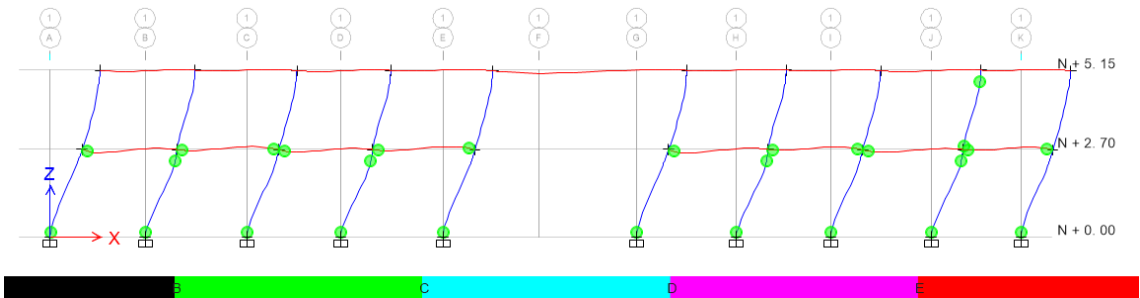
Figura 95: Rótula plástica - Pushover sentido X - D = 2.40 cm



Fuente: ETABS 2018

Para un desplazamiento de 2.40 cm, se observa que se han formado rotulas plásticas en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), se ubican en todas las vigas del primer piso y en la mayoría de las bases de las columnas.

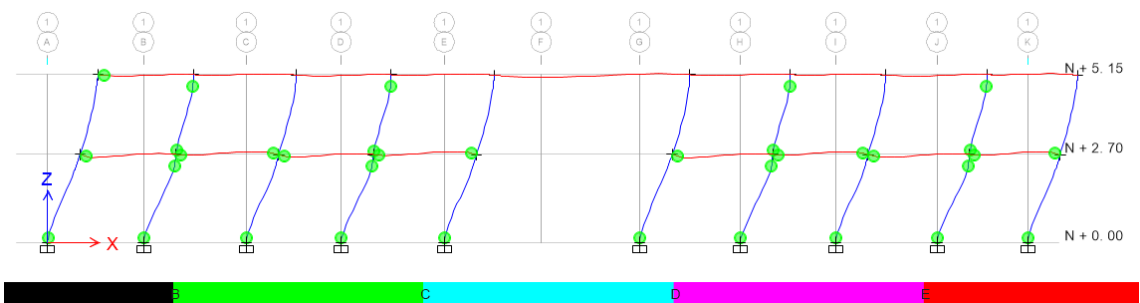
Figura 96: Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 4.05$ cm



Fuente: ETABS 2018

En un desplazamiento de 4.05 cm, se observa que se han formado rotulas plásticas en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), se ubican en todas las vigas del primer piso, y además también se forman rotulas en las columnas del segundo piso.

Figura 97: Rótula plástica - Pushover sentido X - $D = 4.47$ cm



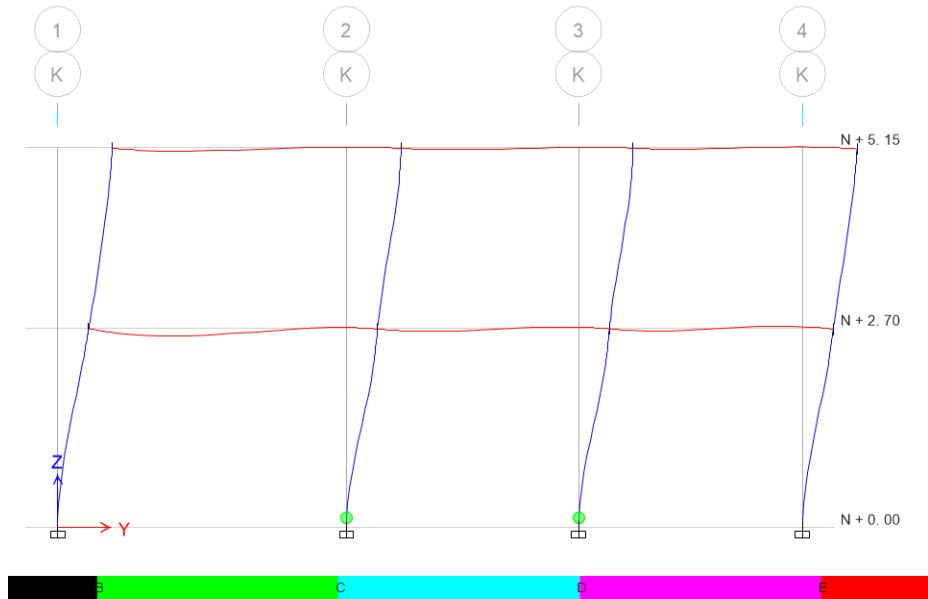
Fuente: ETABS 2018

El desplazamiento ultimo antes que la estructura colapse es de 4.47 cm, donde se han formado rotulas en la mayoría vigas de los dos primeros niveles en el extremo izquierdo y derecho de cada viga, y en las columnas se forman en la base de todos los

pórticos, se ha podido concluir que se mantienen en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS), a su vez se formaron 2 rotulas en la base de la columna ubicadas en el eje H1 y J1 que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-PC).

• **En dirección Y**

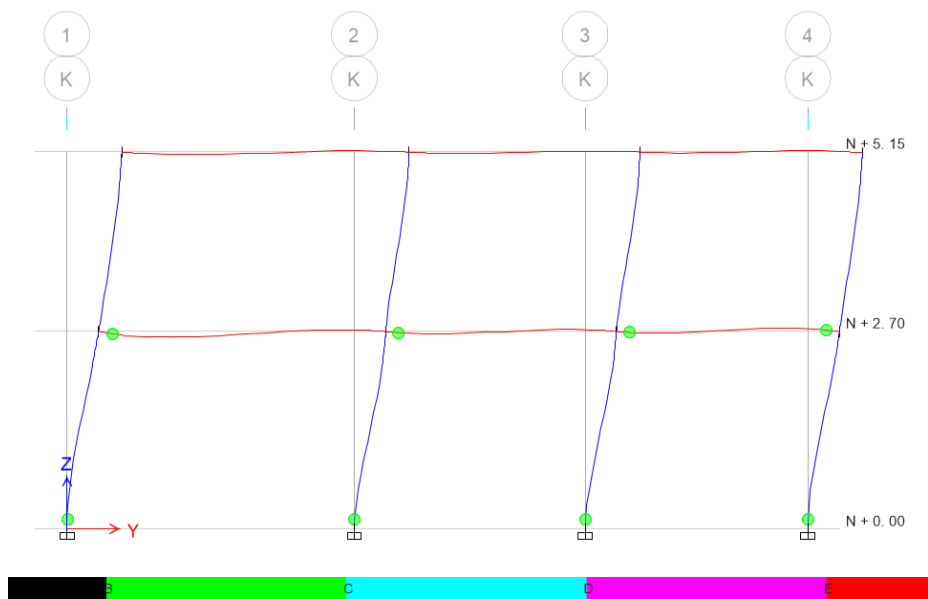
Figura 98: Rótula plástica - Pushover sentido Y- $D = 1.29$ cm



Fuente: ETABS 2018

Para un desplazamiento de 1.29 cm se forman la primera rótula plástica ubicada en la base de la columna ubicada en el eje K3.

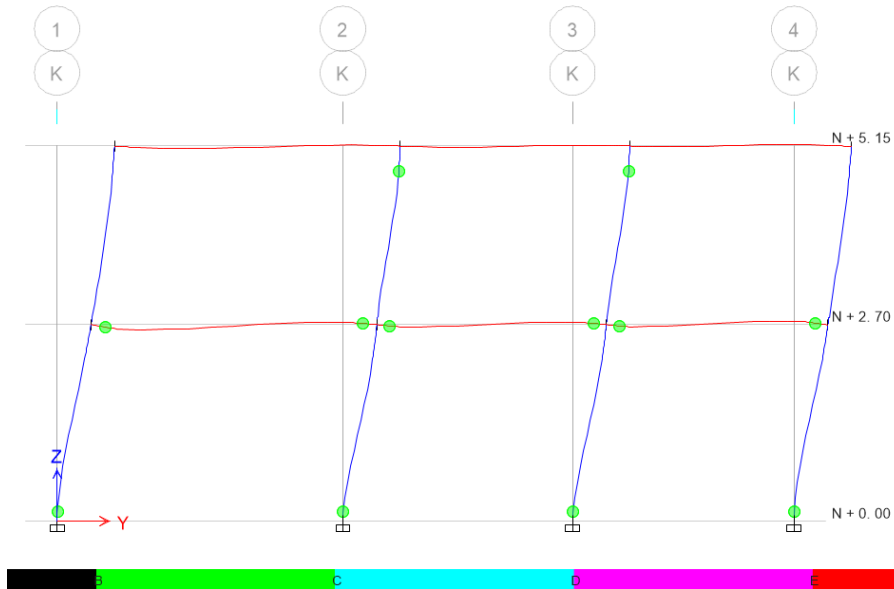
Figura 99: Rótula plástica - Pushover sentido Y – $D = 2.05$ cm



Fuente: ETABS 2018

En un desplazamiento de 2.05 cm, se pueden evidenciar la presencia de rotulas plásticas en las vigas (extremo izquierdo y derecho) en el pórtico del eje K del primero nivel.

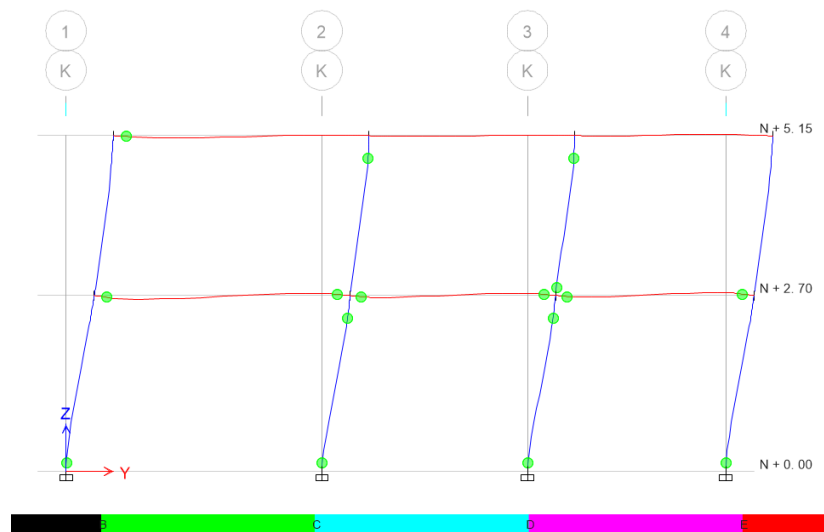
Figura 100: Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 4.62 cm



Fuente: ETABS 2018

Al proseguir con el caso de carga en un desplazamiento de 4.62 cm, se observa que se han formado rotulas plásticas en las vigas en un rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS), estas se ubican en las vigas del primer piso como también se han formado rotulas plásticas en las columnas del primer y segundo piso manteniendo el mismo rango de las vigas.

Figura 101: Rótula plástica - Pushover sentido Y – D = 5.46 cm



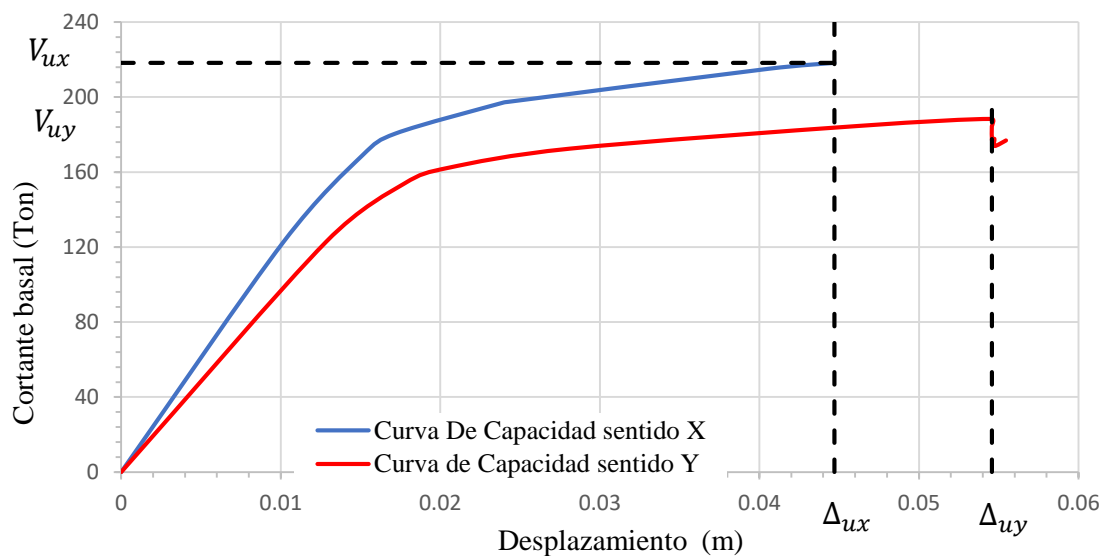
Fuente: ETABS 2018

El desplazamiento ultimo antes que la estructura colapse es de 5.46 cm correspondiente, donde se han formado rotulas en todas vigas y en todas las columnas del primer piso y segundo piso

3.1.2.8.1 Curva de capacidad

Un aspecto importante de este análisis estático no lineal es la curvatura de capacidad que se genera por la relación que hay entre el cortante total de la base con respecto al desplazamiento en el último piso de la edificación representándolas en la siguiente figura en cada dirección de análisis.

Figura 102: Curva de capacidad



Fuente: Héctor Salán

La grafica de la curva de capacidad para el sentido X nos da un valor de cortante basal último de 218.21 ton con un desplazamiento de 4.47 cm, cabe mencionar que la edificación empieza a fluir con un desplazamiento de 1.51 cm teniendo un cortante de 182.331 ton.

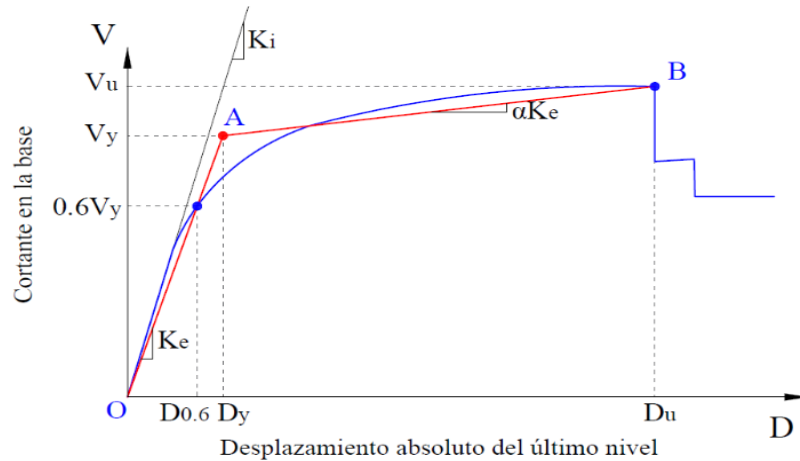
En consecuencia, para el sentido Y no da un valor de cortante basal ultimo de 188.43 ton con un desplazamiento de 5.46 cm, en este sentido la sección empieza a fluir con un desplazamiento 1.70 cm y obteniendo un cortante de 162.24 ton.

Estos valores muestran la capacidad máxima que puede soportar la estructura, llegando después al punto donde la estructura llega al colapso.

Representación bilineal de la curva de capacidad

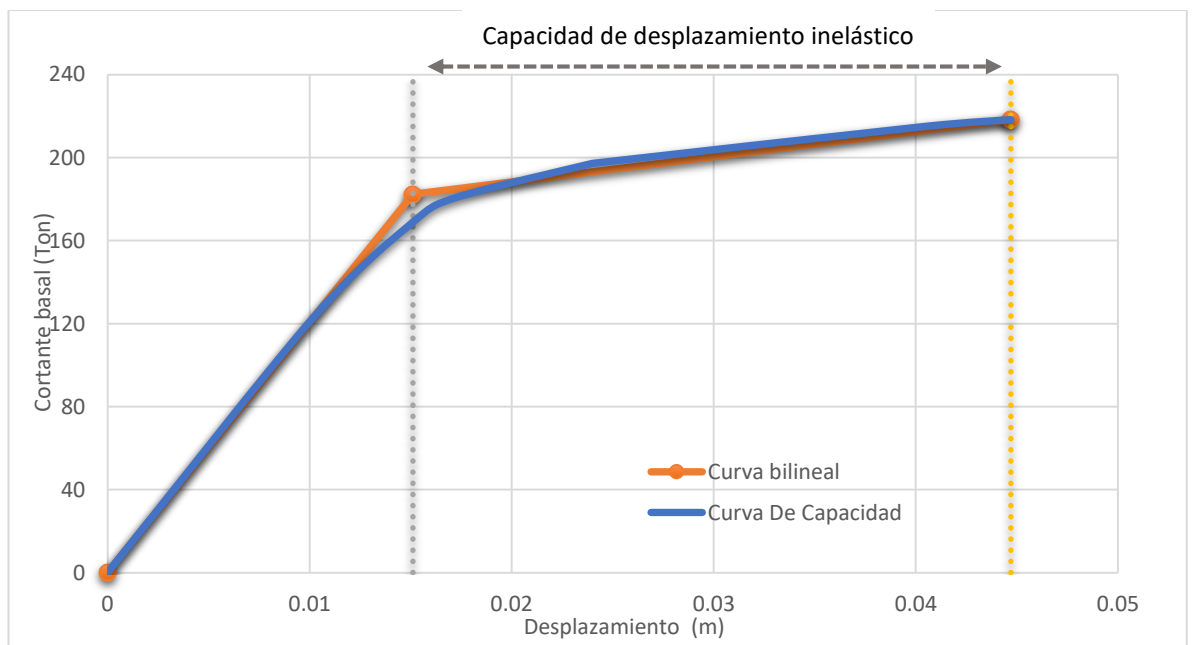
La representación bilineal de la curva de capacidad propuesta la norma FEMA 356 simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Siendo estos valores representados por el cortante de la base con respecto al desplazamiento del ultimo nivel del edificio en cada dirección.

Figura 103: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: FEMA 356, 2000

Figura 104: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X



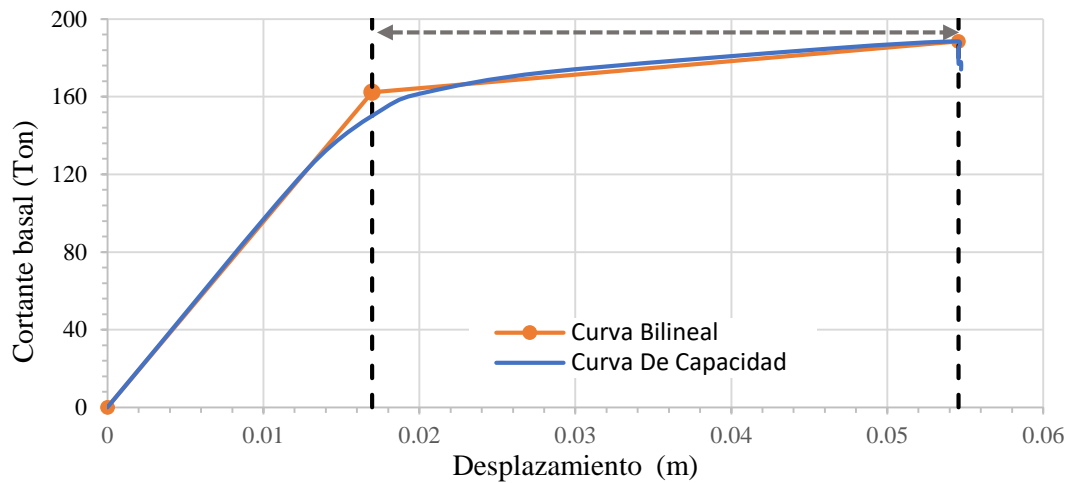
Fuente: Héctor Salan

Sentido X

Rigidez lateral efectiva:
$$K_e = \frac{0.6 V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 \cdot 182.33}{0.012} = 9116.5 \text{ Tn/m}$$

Figura 105: Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección Y

Capacidad de desplazamiento inelástico



Fuente: Héctor Salán

Sentido Y

$$\text{Rigidez lateral efectiva: } K_e = \frac{0.6 Vy}{D_{0.6}} = \frac{0.6 \cdot 160.12}{0.0141} = 6813.62 \text{ Tn/m}$$

3.1.2.9 Evaluación del desempeño sísmico

Objetivos de desempeño

El desempeño sísmico que debe cumplir una estructura según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su apartado NEC-SE-RE en la sección 4.5.3 es el de determinar los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la estructura cuando son impactados por sismos de distintos niveles de probabilidad de excedencia, la cual será ilustrada en la figura 103 [15].

Figura 106: Objetivos de rehabilitación

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

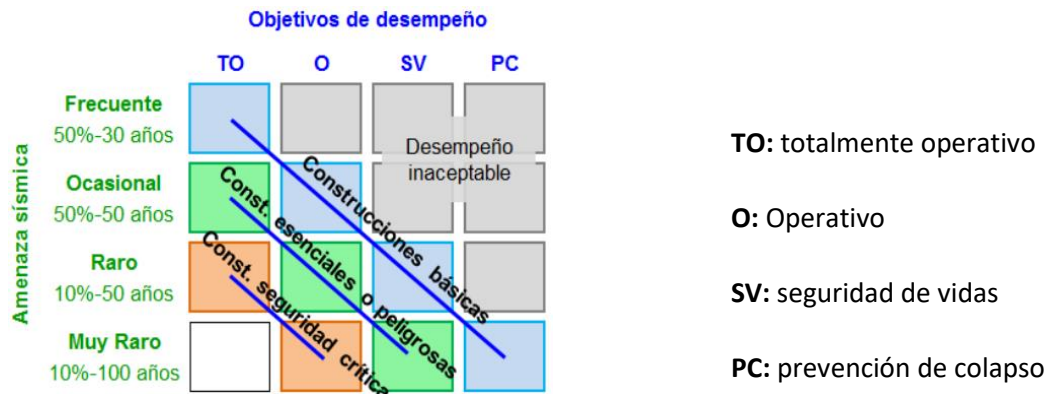
Fuente: NEC-SE-RE

En el caso del Laboratorio de Mecánica pertenece a las edificaciones de ocupación especial la cual deberá ser rehabilitadas dentro del rango (g y l).

Objetivos Visión 2000

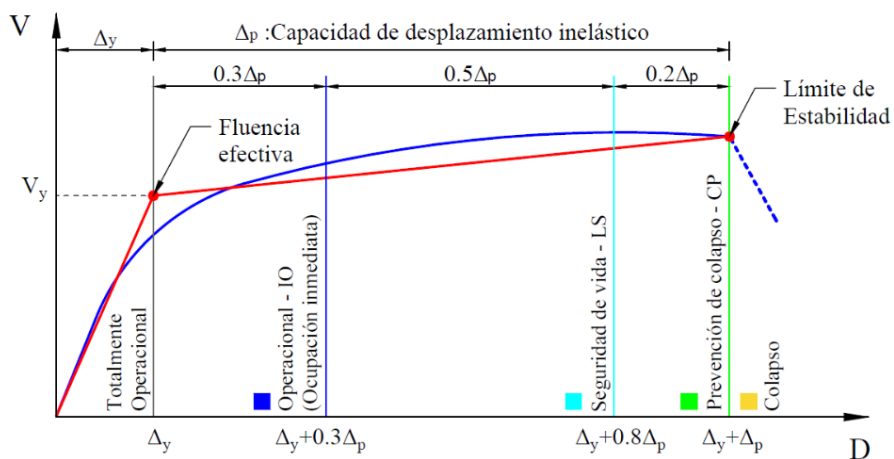
Emplea la relación que existe entre los objetivos de desempeño de la estructura con respecto a la amenaza sísmica que puede producirse. En el caso de nuestra edificación debe estar considerada entre las construcciones básicas y al momento de producirse un sismo frecuente deberá encontrarse totalmente operativo y ser capaz de soportar un sismo de excedencia muy raro.

Figura 107: Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño



Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

Figura 108: Niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva



Fuente: J. Choque. (2019)

En la figura 105 se puede visualizar la capacidad de desplazamiento inelástico de la estructura basada en la norma ATC-40, que propone la sectorización de la gráfica

bilineal de la curva de capacidad. Esto produce un desplazamiento plástico para cada nivel de desempeño llegando al colapso del edificio.

3.1.2.9.1 Punto de desempeño

Al determinar los puntos de desempeño de nuestra estructura seleccionaremos los valores para cada demanda sísmica tanto en la dirección X como en el sentido Y, expresadas en la siguiente tabla. Los valores obtenidos por el programa ETABS 2018 indican el desplazamiento y fuerza en corte para cada punto de desempeño tal como nos señala la FEMA 440 [22].

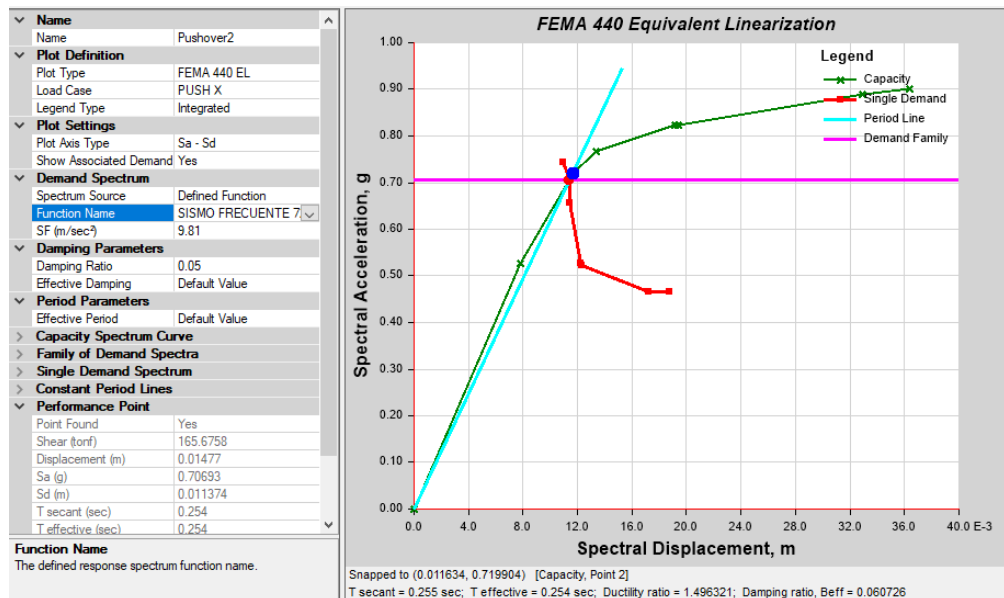
- **Punto de desempeño en dirección X**

Tabla 75: Puntos de desempeño en la dirección X

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	Frecuente	0.0148	165.68
	Ocasional	0.0200	187.39
	Raro	0.0254	198.65
	Muy Raro	0.0480	218.10

Fuente: Héctor Salán

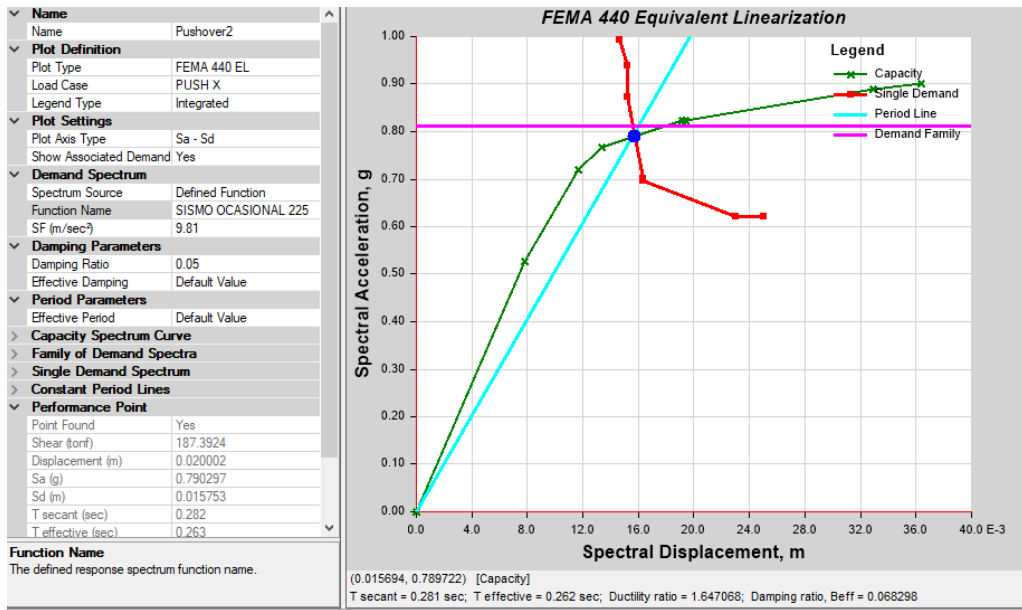
Figura 109: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección X.



Fuente: ETABS 2018

Los valores obtenidos de la intersección son 1.48 cm y 165.68 Tn para el desplazamiento y cortante respectivamente.

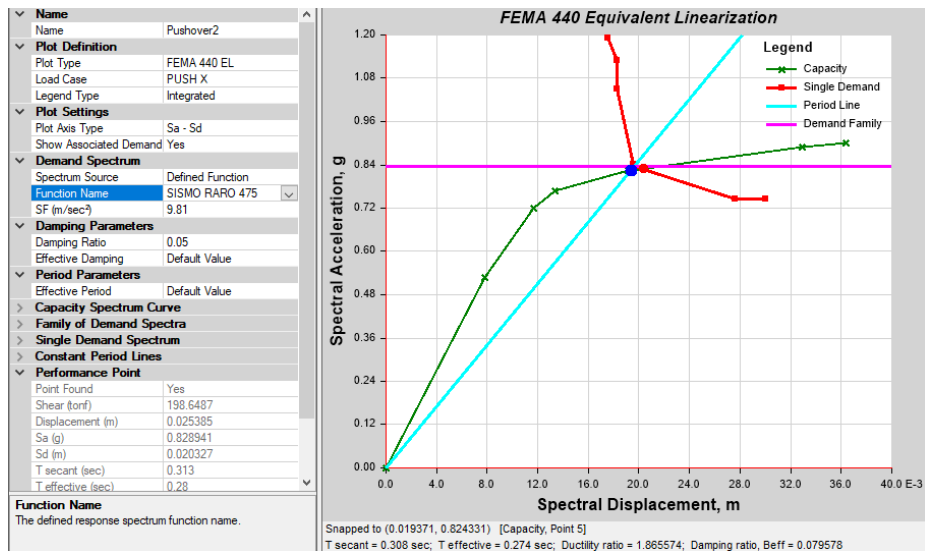
Figura 110: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Dirección X



Fuente: ETABS 2018

Al tener una amenaza de un sismo Ocasional el valor del punto de desempeño es de 2.0 cm y 187.39 Tn para el desplazamiento y cortante respectivamente.

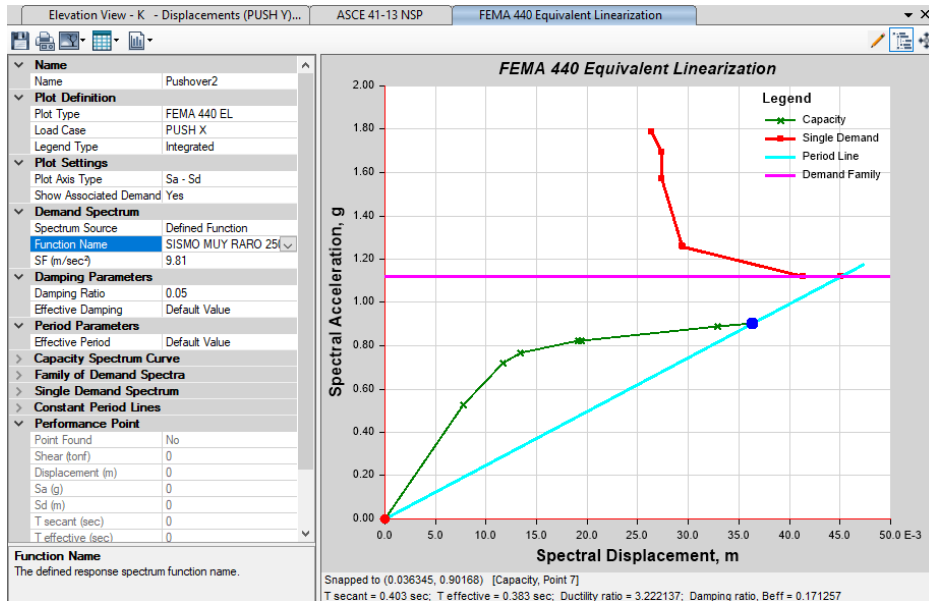
Figura 111: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Dirección X



Fuente: ETABS 2018

En una amenaza de un sismo raro los valores del punto de desempeño son 2.54 cm y 198.65 Tn para el desplazamiento y cortante respectivamente.

Figura 112: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección X



Fuente: ETABS 2018

En el sismo muy raro se puede observar que no existe una intersección entre el espectro con la curva de capacidad, debido a que el edificio no resiste un sismo de excedencia muy raro, lo que provoca que la estructura colapse.

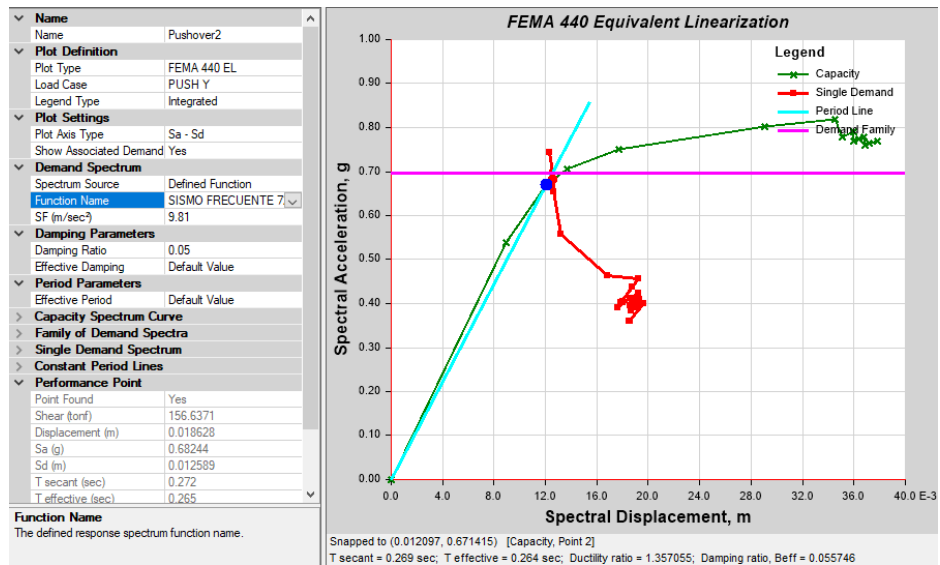
- **Punto de desempeño en dirección Y**

Tabla 76: Puntos de desempeño en la dirección Y

Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y-Y	Frecuente	0.019	156.637
	Ocasional	0.028	172.074
	Raro	0.040	180.534
	Muy raro	0.057	189.500

Fuente: Hector Salán

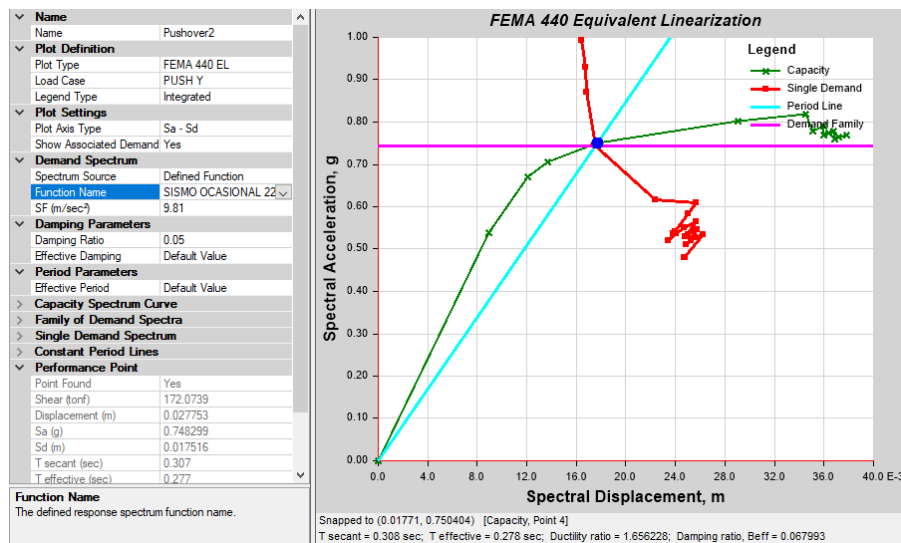
Figura 113: Punto de Desempeño - Sismo Frecuente. Dirección Y



Fuente: ETABS 2018

Los valores obtenidos de la intersección son 1.86 cm y 156.64 Ton para el desplazamiento y cortante respectivamente.

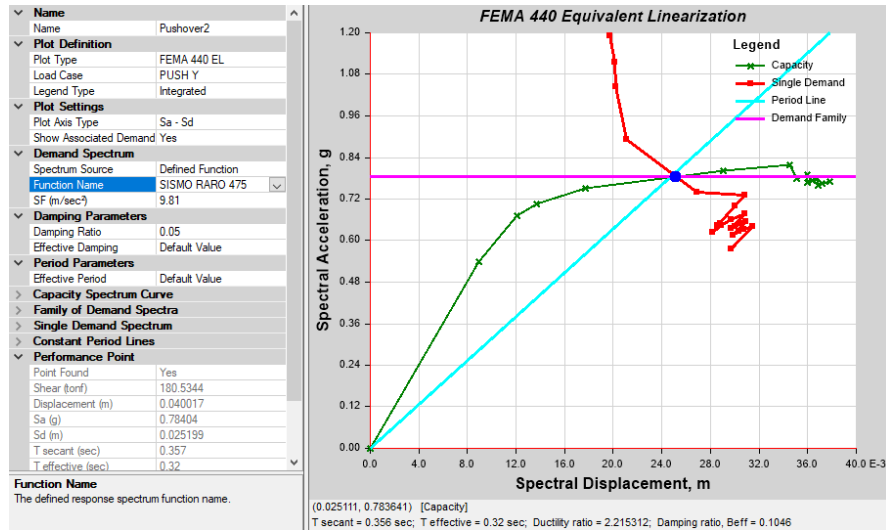
Figura 114: Punto de Desempeño - Sismo Ocasional. Sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Para una amenaza sísmica Ocasional el valor del punto de desempeño es de 2.78 cm y 172.07 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, como se observa en la figura 114 la demanda se incrementa por lo que la intersección entre el espectro de demanda y la curva capacidad presentan valores más altos.

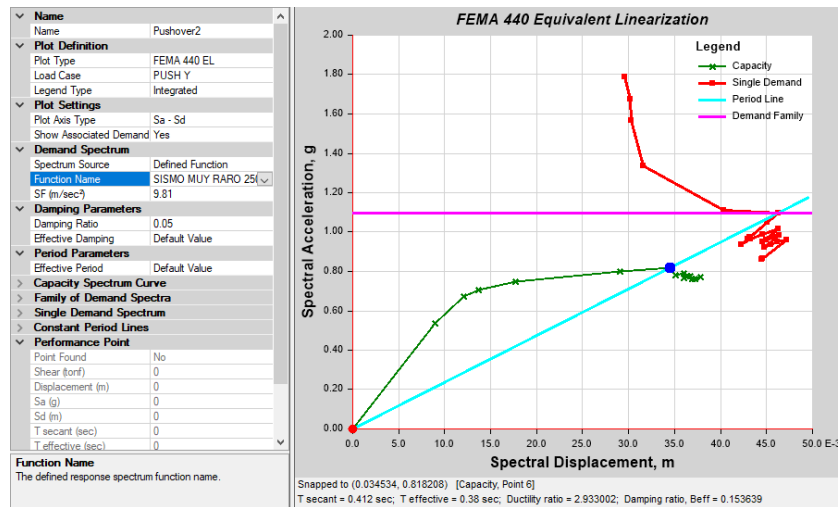
Figura 115: Punto de Desempeño - Sismo Raro. Sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Para una amenaza sísmica raro probabilista los valores del punto de desempeño son 4.00 cm y 180.53 ton para el desplazamiento y cortante respectivamente, con el incremento de la demanda se puede observar en la figura 115 que la intersección ya se encuentra muy cerca del valor del punto último de la curva de capacidad.

Figura 116: Punto de Desempeño - Sismo Muy Raro. Dirección Y



Fuente: ETABS 2018

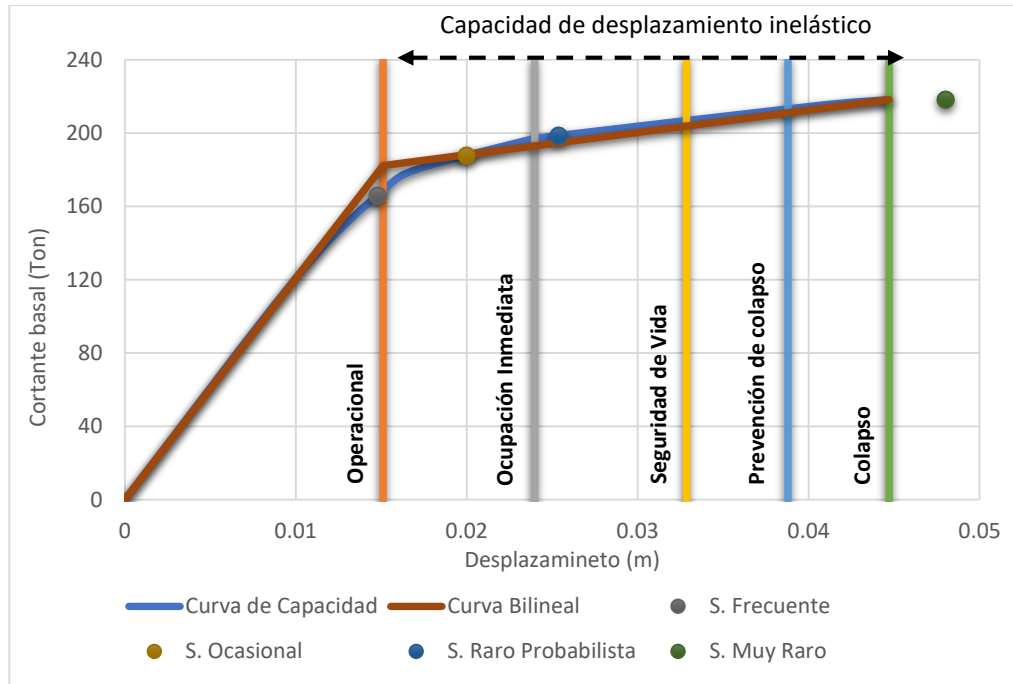
Para una amenaza sísmica muy raro no se presenta la intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad como se observa en la figura 116, por lo que no se encuentra el punto de desempeño debido a la falta de capacidad de la estructura para resistir la demanda de un sismo muy raro, llegando al colapso de la estructura.

3.1.2.9.2 Evaluación del desempeño sísmico

Uno de los puntos prioritarios es conocer si la estructura es capaz de soportar los diferentes niveles de sismos en la dirección X y sentido Y.

- **Dirección X**

Figura 117: Desempeño Sísmico en dirección X según FEMA 440



Fuente: Héctor Salán

Esta evaluación nos muestra en la figura 114 que la estructura para un sismo frecuente el nivel de desempeño es operacional, para un sismo ocasional el nivel de desempeño es de ocupación inmediata, para un sismo de probabilidad raro su nivel de desempeño es de seguridad de vida y para un sismo muy raro el nivel de desempeño es donde la estructura se encuentra totalmente colapsada. Estos resultados son ingresados en la tabla 77 del Comité Visión 2000, para las diferentes sollicitaciones sísmicas que presenta el edificio.

Tabla 77: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	

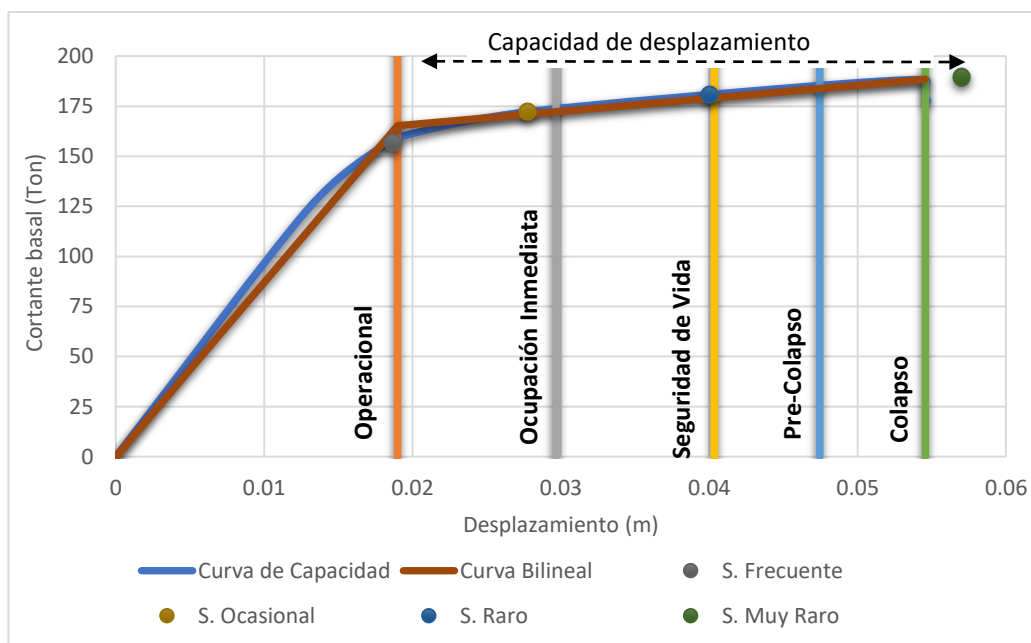
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial
	Nivel existe del edificio de análisis

Fuente: Héctor Salán

Según la tabla anterior se concluye que la edificación cumple con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000.

- **Dirección Y**

Figura 118: Desempeño Sísmico en el sentido Y, según FEMA 440



Fuente: Héctor Salán

En la figura 118 determina que para un sismo frecuente el nivel de desempeño es operacional, para un sismo ocasional se encuentra en el nivel de desempeño es de ocupación inmediata, para el sismo raro la edificación se encuentra en el nivel de desempeño de seguridad de vida, y con el sismo máximo o muy raro la estructura colapsa.

Tabla 78: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Héctor Salán

Según la tabla 78 se concluye que la edificación cumple con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000 ya que al producirse un sismo raro el nivel de desempeño es de seguridad de vida indicando que la estructura es segura y que cumple con los parámetros de la NEC-2015.

3.1.3 Vibración ambiental

En una estructura se producen vibraciones por causas externas o internas en el edificio, entre las posibles causas internas de producirse vibraciones son al caminar, saltar, correr, bailar o hacer alguna actividad que demanda de un desgaste físico y las causas externas para que se produzcan vibraciones son es el paso de maquinaria pesada cerca del edificio y la influencia que puede llegar a tener el viento al golpear a la estructura. Estas vibraciones ambientales son conocidas como micro vibraciones, microtemblores ya que no se encuentran asociados con eventos sísmicos producidas directamente por la naturaleza. Los valores de estas pequeñas vibraciones se encuentran dentro del rango entre los 0.1s y 1s.

Para realizar un análisis dinámico a una estructura mediante vibraciones ambientales se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Inspección de calidad de obra, aquí se refiere al comportamiento de la estructura a este tipo de vibraciones.
- Inspección de daños provocados por sismos.
- Comprobación si la estructura ha pasado por algo tipo de reparación o rehabilitación total o parcial en su infraestructura.
- Controlar la vida útil de la edificación e identificar daños estructurales provocados por algún tipo de sismo y se vean afectados sus elementos principales de estructuración.

3.1.3.1 Periodo medido con vibración ambiental y mediante sismos.

Es importante diferenciar los posibles daños que una estructura recibe al pasar por uno de estos tipos de vibraciones ya que en un evento sísmico el periodo fundamental de vibración de la estructura es demasíadamente grande al periodo que se genera por

vibraciones naturales sean estas por ruidos, tránsito e inclusive el viento según el estudio hecho por diferentes investigadores a nivel mundial.

Un ejemplo claro sobre este tema es el que realizó Muria-Vila (1989), en el cual un edificio de 30 pisos ubicado en el centro de San Francisco en Estados Unidos, comparó los periodos obtenidos por el sismo que se produjo en esa ciudad llamada Loma Prieta con un valor de 2.63s a diferencia de pruebas de vibración ambientales que dio un valor de 1.70s, encontrando una diferencia de al menos el 55% entre uno y otro.

Formulas empíricas para el cálculo del periodo fundamental de la estructura

Existe en nuestro medio algunos libros e inclusive normas en las cuales comentan sobre la utilización de fórmulas empíricas para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que se ha tomado este criterio del libro de Bard (1992), en el cual nos propone las siguientes ecuaciones para la obtención del periodo siempre y cuando se realice la mejor relación para edificios de acero y estructuras a porticadas de hormigón armado. Cabe recalcar que este periodo fundamental de vibración no depende de los materiales ni la cantidad de acero utilizado o inclusive las dimensiones de los elementos estructurales sino depende exclusivamente de sus fuerzas laterales sea este edificio de acero o hormigón.

Tabla 79: Formulas propuestas por Bard

Tipo de resistencia estructural lateral	Formula empírica
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$
A porticado	$P = 0.036 H$
Acero	$P = 0.040 H$
Muro de corte + mixto + mampostería	$P = 0.019 H$

Fuente: F. Espinoza (199).

3.1.3.2 Metodología para vibraciones ambientales

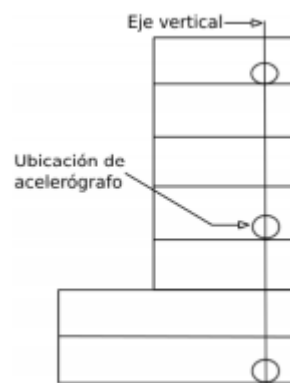
Los ensayos que se practican para un análisis de vibraciones ambientales son de tipo no destructivo, esto quiere decir que se emplean mecanismos de alta tecnología en este caso acelerómetros que son puestos en diferentes puntos de la estructura, mediante este

procedimiento se puede observar como es el comportamiento del edificio mediante cargas del ambiente de forma externa o interna.

Para el empleo de este análisis se lo puede realizar con dos tipos de equipos, el primero es un equipo portátil el cual nos da resultados in situ correspondiente a ese momento en el cual se emplea el análisis, el segundo equipo es de carácter permanente ya que son ubicados varios sensores a lo largo de la estructura para que en diferentes tiempos y vibraciones sean estas ambientales o sísmicas se vayan monitoreando conforme a lo establecido.

Al analizar el edificio mediante vibraciones es recomendable utilizar el equipo portátil ya que son acelerómetros que van ubicados en un mismo eje, dependiendo del número de pisos que tenga la estructura. En la Figura 116 se observa como son colocados estos equipos, que a diferencia de los equipos permanentes estos son por empleados por periodos de tiempo.

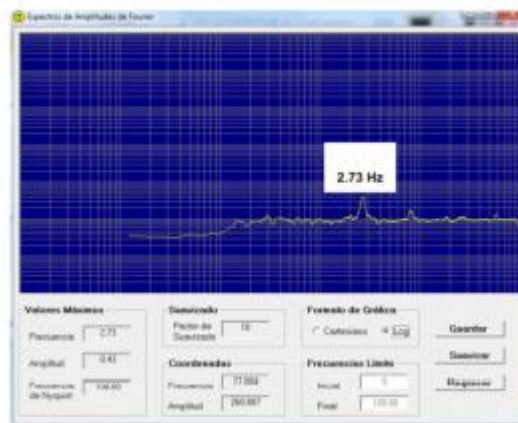
Figura 119: Ubicación de acelerógrafos



Fuente: Héctor Salán

Al ubicar este equipo en el edificio, el procedimiento para el análisis del periodo natural por medio de vibraciones ambientales es utilizar la técnica de Peak-Picking con el soporte de un software, que consiste en la aplicación rápida de Fourier a una señal del tiempo para transformar el dominio de frecuencia, en la Figura 117 observamos cómo se produce estas vibraciones en el edificio.

Figura 120: Amplitudes de Fourier



Fuente: J. Trujillo (2011).

3.1.3.3 Comparación de periodos de vibración

Para el cálculo del periodo fundamental de la estructura usando equipos de medición ambiental se lo realiza de manera aproximada, de esta manera podemos considerar las siguientes formulas propuestas por Midorikawa (1990) que se basó en un estudio de 107 edificios de Santiago (Chile) y 21 de Viña del Mar (Chile), según su uso.

Tabla 80: Formulas empíricas de periodos fundamentales por Midorikawa (1990).

Estructuras Evaluadas	Formulas Empíricas	Periodo Fundamental
Edificios con muros de corte	$T = 0.05 N$	0.10 seg.
Edificios a porticados	$T = 0.11 N$	0.22 seg.
Edificios a porticados con muros de cortante	$T = 0.06 N$	0.12 seg.

Fuente: Héctor Salán

A partir de este cálculo es necesario calcular el periodo fundamental por el método de Bard (1992), considerando la altura de la estructura de 5.15 m.

Tabla 81: Formulas empíricas para el periodo fundamental Bard (1992)

Sistemas estructurales	Formulas empíricas	Periodo fundamental
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$	0.183
A porticados	$P = 0.036 H$	0.185
Acero	$P = 0.040 H$	0.206

Muro de corte + mixto+ mampostería.	$P = 0.019 H$	0.098
--	---------------	-------

Fuente: Héctor Salán

Al constatar este procedimiento para el cálculo del periodo de vibración por medio de vibraciones ambientales en una estructura, es necesario comparar los valores obtenidos por el programa ETABS 2018, que realiza un análisis lineal de la estructura dándonos como resultados un periodo fundamental el cual servirá para determinar la relación que existe entre cada análisis y verificar su validez.

Tabla 82: Comparación de periodos de la estructura

Sistemas Estructurales	Formulas Empíricas		Modelo analítico de la estructura
	Midorikawa	Bard	
Muros de corte	0.1	0.192	-
A porticados	0.22	0.202	0.279
A porticados con muros de corte	0.12	0.106	-

Fuente: Héctor Salán

3.1.3.4 Frecuencia fundamental del edificio.

Para el cálculo de la frecuencia de la estructura la relación que predomina en el análisis es la de H/T, ya que es un índice de rigidez que tiene la estructura en unidades de (m/s), el parámetro fundamental en esta relación es T ya que indica el periodo fundamental de vibración de manera empírica.

De tal manera que Guendelman & Lindenberg (1997), expresan sus estudios obtenidos de varios edificios con valores de H/T en la tabla 81 estableciendo los indicadores de rigidez de la siguiente forma:

Tabla 83: Indicadores de rigidez

Relación H/T	Índice
$H/T < 20$	Demasiado flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Demasiado rígido

Fuente: Guendelman & Lindenberg (1997)

En el análisis de diferentes edificios después del sismo del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar, Morino & Astroza (2002), estimar el daño de las estructuras en función del parámetro H/T.

Tabla 84: Nivel de daño en función del H/T

Parámetro H/T (m/s)	Nivel de daño
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

Fuente: Morino & Astroza, 2002

Al tener la ayuda de estas tablas de dos diferentes criterios podemos observar que en los indicadores de rigidez puede llegar una estructura a ser demasiada flexible lo que nos daría valores menores a 20 m/s, pero tal vez no nos indica los daños que puede sufrir la edificación al momento de las vibraciones, lo que a diferencia de la tabla 100 nos indica el nivel de daño del edificio y nos entrega valores en el cual puede encontrarse la estructura, llegando a ser coeficientes menores a 30 m/s donde tuvieran un daño mayor en los elementos estructurales o inclusive ya este colapsada ese edificio.

En la tabla 83 se detalla los parámetros utilizados en el análisis, tanto de vibraciones ambientales como el de la frecuencia fundamental con los valores obtenidos de la estructura en estudio, tomando como soporte el indicador H/T, el índice de rigidez y el nivel de daño que puede tener la edificación.

Tabla 85: Indicadores de la estructura

Método de análisis	Periodo de vibración		Parámetro H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
	A porticados	A porticados con muros de corte			
Formulas Empíricas	0.22	-	25.45	Flexible	Daños estructurales
Estructura en estudio	0.279	-	20.07	Flexible	Daños estructurales

Fuente: Héctor Salán

En vista de que la estructura en estudio no necesita un reforzamiento ya que cumple con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), este análisis de vibraciones con respecto al parámetro H/T nos da como resultado que la estructura se encuentra con un índice de rigidez flexible y un nivel de daño estructural.

La estructura al encontrarse en un indicador de rigidez flexible, nos señala que posiblemente presente problemas con respecto a los desplazamientos que fijan las normas de análisis y diseño sísmico, no obstante, es importante recalcar que este método de vibraciones se realiza de manera experimental por lo que la estructura al ser analizada de manera estática y dinámica cumple con los requerimientos presentados en la normativa.

3.1.4 Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Hidráulica

Definición de Materiales

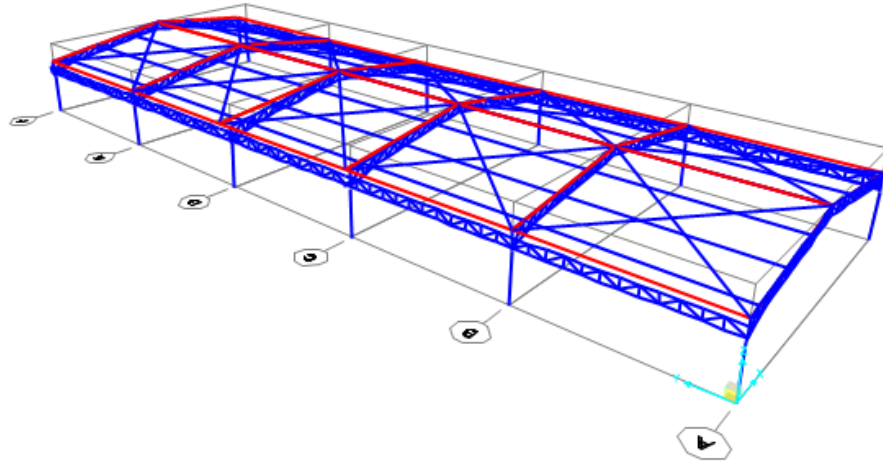
- Hormigón $f'c$: 250 kg/cm
- Módulo elástico del Hormigón: $13100 \cdot \sqrt{f'c}$
- Acero de refuerzo f_y : 4200 kg/cm
- Acero del perfil metálico A36 f_y : 2530 kg/cm

Definición de secciones

Para el diseño de la estructura es importante definir nuestras secciones tanto de vigas, columnas y losas con sus respectivas dimensiones y armados, para de esa manera comenzar con la modelación. En las tablas 18 y 19 del capítulo podemos encontrar las secciones que vamos a utilizar para el modelamiento del edificio.

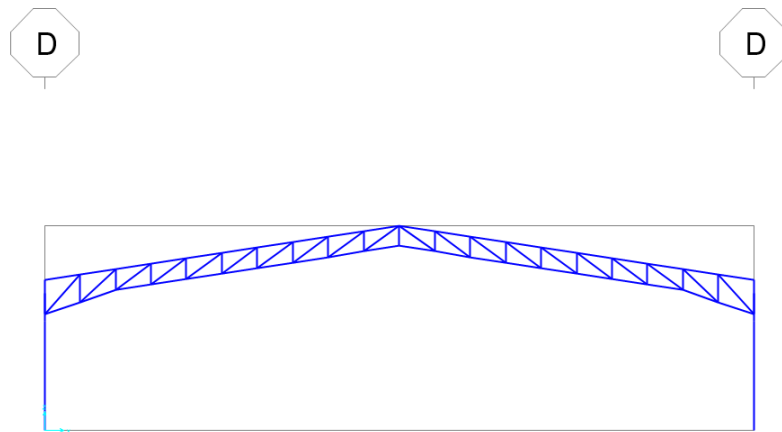
Cubierta

Figura 121: Cubierta vista en 3D



Fuente: SAP 2000

Figura 122: Cubierta en planta Eje D



Fuente: SAP 2000

Figura 123: Reacciones de la Cubierta

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys ×

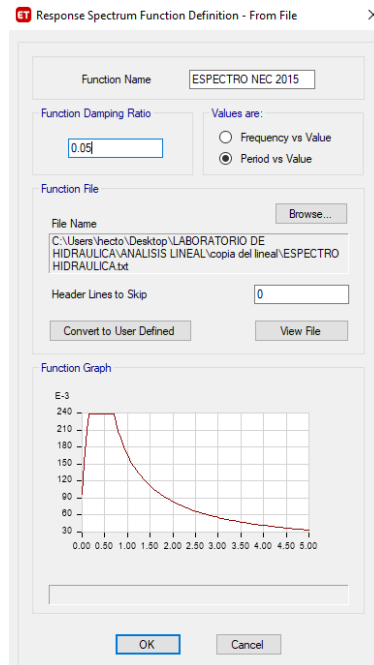
	Joint Object	45	Joint Element	45	
		1	2	3	
Force		0.	0.	3.022	
Moment		0.	0.	0.	

Fuente: SAP 2000

Definición del espectro de respuesta sísmica

Se define el espectro de respuesta por la NEC SE DS 2015, con los valores propuestos para un suelo tipo D.

Figura 124: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015



Fuente: ETABS 2018

- **Definición del cortante basal estático**

Se estima el valor del cortante basal se calcula mediante la fórmula siguiente proporcionada por la NEC 2015.

$$T=Ct * hn$$

Donde:

C_t , α : Coeficiente que depende del tipo edificio

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

Tabla 86: Parámetros para el cálculo del período de vibración

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

$$T=0.055* 5.6 ^{0.9}$$

$$T=0.259 s$$

El periodo fundamental de la estructura es de 0.259 seg que luego será contrastado con el periodo arrojado por ETABS.

El valor de C para la definición de las cargas estáticas sísmicas es calculado en base a su aceleración con respecto a su factor de importancia y sus irregularidades:

Tabla 87: Coeficiente de sismicidad

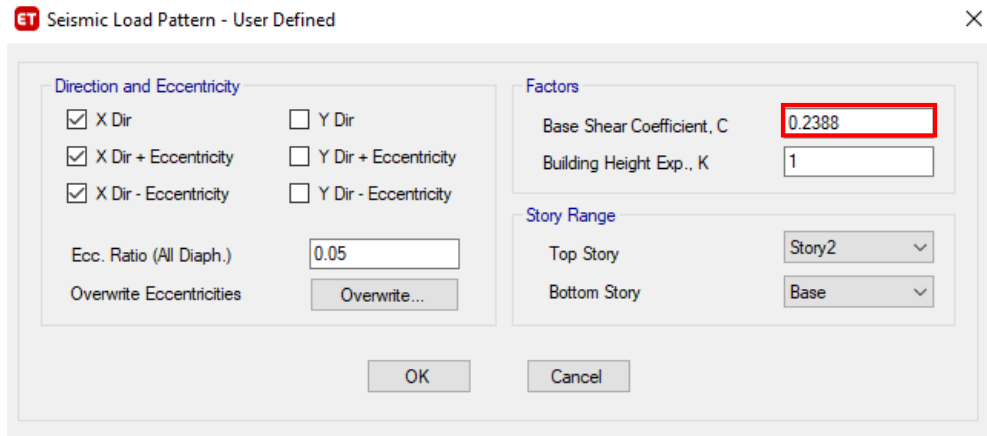
CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9
C_t	0.055
α	0.9
hn (m)	5.6
η	2.48
F_a	1.2
F_d	1.19
F_s	1.28
r	1
T_c	0.6981
T_o	0.1269
T_a	0.2593
S_a (T)	1.1904
V - C	0.2388

k	1.000
----------	--------------

Fuente: Héctor Salán

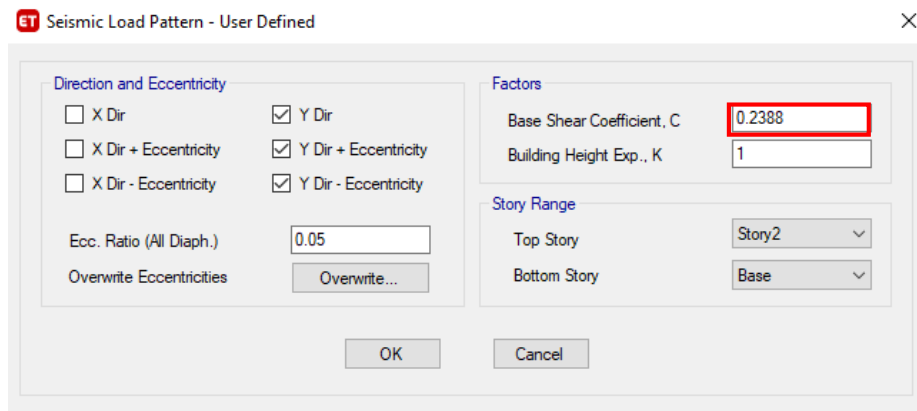
Entonces las cargas sísmicas estáticas quedan definidas de la siguiente manera

Figura 125: Carga sísmica estática en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 126: Carga sísmica estática en Y

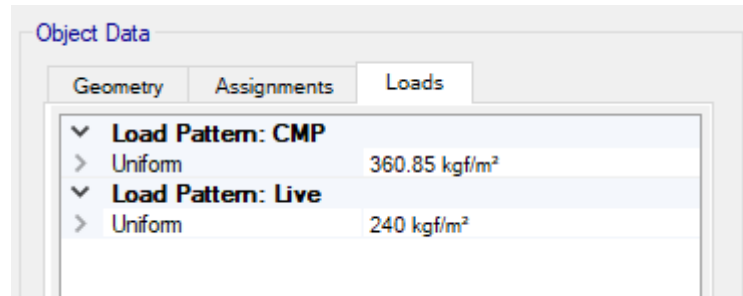


Fuente: ETABS 2018

- **Asignación de cargas**

La estructura se encuentra sometida a cargas vivas y muertas, la carga muerta cuantificada tiene un valor de 360.85 kg/m² y la carga viva para las áreas destinadas a acumulación de personal administrativo y sala de profesores corresponde a 240 Kg/m².

Figura 127: Estado de cargas del nivel 2.95



Fuente: ETABS 2018

- **Análisis de resultados**

Se realizan los siguientes chequeos para verificar que la estructura cumpla con los requerimientos de la NEC SE DS 2015

- **Periodo de vibración**

El periodo de vibración del edificio se obtendrá del software ETABS una vez realizado el análisis modal espectral, posteriormente se comparará con el periodo calculado por la fórmula dada por la NEC, este valor ya fue calculado con anterioridad.

El periodo arrojado por ETABS, no deberá exceder en 1.3 veces al periodo de vibración calculado en base a la normativa.

Figura 128: Periodo fundamental de la estructura

Mode	Period sec
1	0.279
2	0.273
3	0.259
4	0.085
5	0.085
6	0.081

Fuente: Héctor Salán

Verificación de parámetro

$$T_{NEC} = 0.259 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} = 0.279 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} \leq 1.3 T_{NEC}$$

$$0.279 \text{ s} \leq 1.3 (0.259 \text{ s})$$

$$0.279 \text{ s} \leq 0.3367 \text{ s} \quad \text{Cumple}$$

Se observa que este chequeo cumple con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- Torsión en Planta

El fin de este chequeo es comprobar que la estructura posea un movimiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, debido a que en estos dos modos existe mayor disipación de energía y conviene que no exista desplazamiento rotacional.

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

Si, % torsión > 30% entonces; Torsional

Si, % torsión < 30% entonces; Traslacional

Tabla 88: Desplazamiento en X, Y, Z

Modo	UX	UY	RZ
1	0.0006	0.911	0.0105
2	0.917	0.001	0.0055
3	0.0055	0.0093	0.9075
4	0.0004	0.0746	0.0026
5	0.076	0.0006	0.0001
6	0.0005	0.0035	0.0738

Fuente: Héctor Salán

- **Primer modo de vibración**

Para el movimiento en Y:

$$\%Torsión = \frac{0.0105}{0.911} \times 100$$

$$\%Torsión = 1.15\%$$

MOVIMIENTO TRASLACIONAL EN X

- **Segundo modo de vibración**

Para el movimiento en X:

$$\%Torsión = \frac{0.0055}{0.917} \times 100$$

$$\%Torsión = 0.60\%$$

MOVIMIENTO TRASLACIONAL EN Y

- **Tercer modo de vibración**

Para el movimiento alrededor de Z:

$$\%Torsión = \frac{0.9075}{0.0055} \times 100$$

$$\%Torsión = 16500\%$$

MOVIMIENTO TORSIONAL ALREDEDOR DE Z

Según la tabla 56, la edificación presenta un comportamiento traslacional en el primer y segundo modo de vibración, siendo menor al 30% de la participación rotacional permitida, por lo que no sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural.

En las siguientes figuras se presenta el comportamiento que tiene la estructura en el primer, segundo y tercer modo de vibración:

Pendiente

Masa Acumulada

Al referirnos de una masa modal acumulada es necesario establecer los criterios que nos da la Normativa Ecuatoriana NEC-SE-DS, con respecto a este parámetro. En la sección 6.2.2 nos dice que para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración de la estructura se encuentran dentro de la participación modal acumulada

lo que asegura que se junte al menos un 90% en la dirección horizontal de la masa total del edificio.

Tabla 89: Valores de masa acumulada

Modo	Sum UX	Sum UY
1	0.0001518	0.887
2	0.892	0.887
3	0.894	0.892
4	0.895	0.991
5	0.999	0.993
6	1	1

Fuente: Héctor Salán

Cabe mencionar que los resultados expuestos en la tabla 56 muestran las masas acumuladas en cada modo de vibración, lo que al seguir los lineamientos de la NEC-2015 el 90% de masa acumulada se encuentra en el quinto modo de vibración en la dirección X y en el cuarto modo en el sentido Y, de esta forma se determina que ambos casos cumplen con el requerimiento del porcentaje establecido para el análisis.

- **Cortante basal estático Vs cortante basal dinámico**

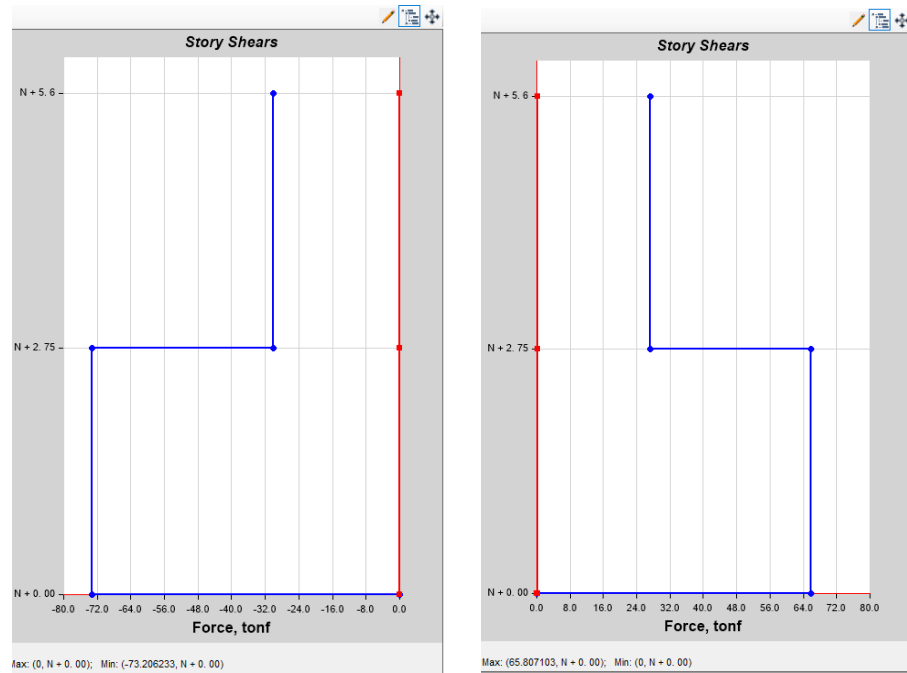
En el chequeo del cortante basal estático Vs el dinámicos la NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 verifica que el cortante dinámico no sea menor al 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares, a su vez no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 90: Cortante basal estático y dinámico

Dirección	Cortante estático (Tn)	Cortante Dinámico (Tn)	Porcentaje %	Chequeo
X	73.21	65.81	89.89	Cumple
Y	73.21	65.55	89.53	Cumple

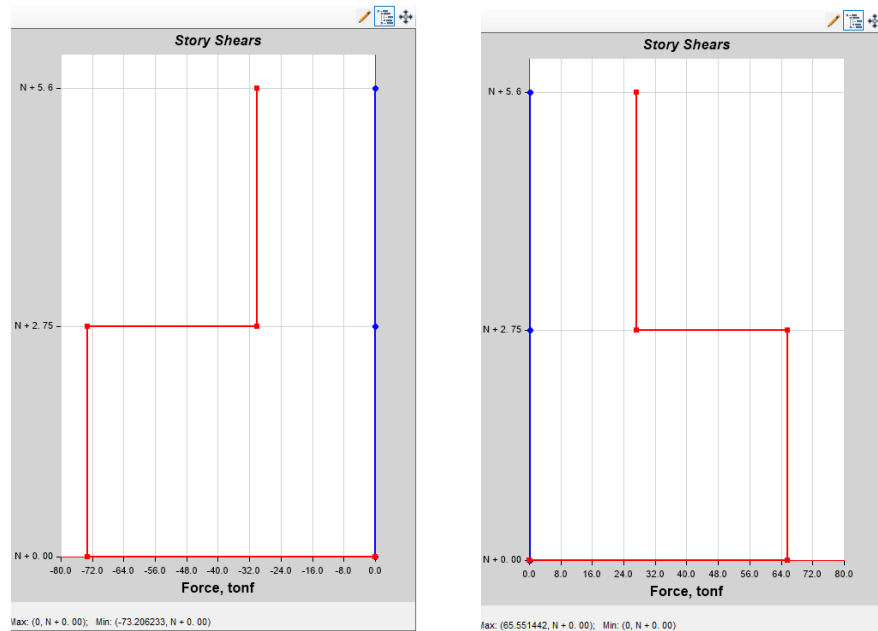
Fuente: Héctor Salán

Figura 129: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 130: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y



Fuente: ETABS 2018

No fue necesario hacer ningún ajuste para cumplir con los porcentajes de cortante basal dinámico.

- **Chequeo de derivas de piso**

La NEC – SE -DS 2015 señala que las derivas de piso máximas para estructuras de hormigón armado, estructura metálica y madera son del 2%, mientras que para el caso de edificios de mampostería la deriva inelástica es máximo 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:

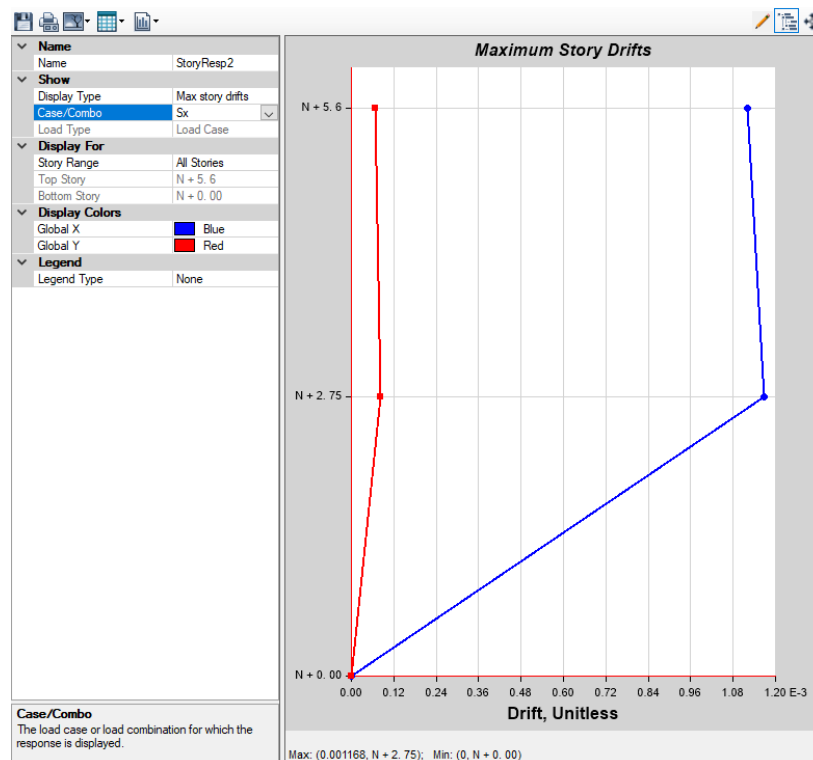
Δ_M : Deriva inelástica máxima

Δ_E : Deriva elástica máxima

R: Factor de reducción de resistencia

- **Cálculo de derivas estáticas**
- **En X**

Figura 131: Deriva estática en X



Fuente: ETABS 2018

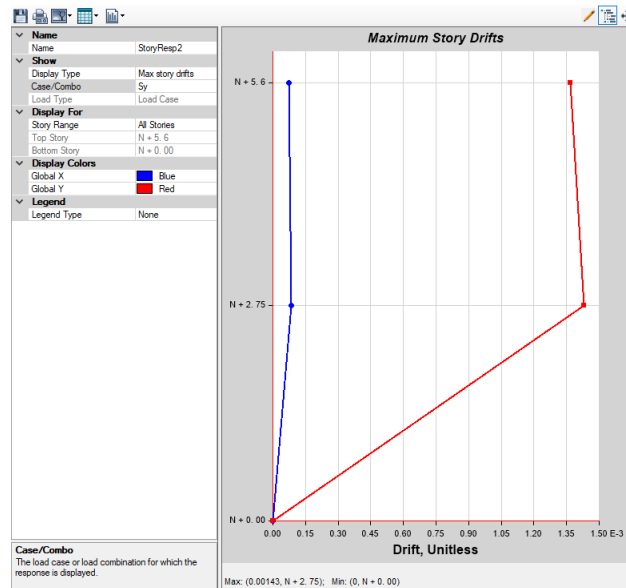
$$\Delta_E = 0.001168$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001168$$

$$\Delta_M = 0.007$$

$$\Delta_M = 0.70\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

Figura 132: Deriva estática en Y



Fuente: ETABS 2018

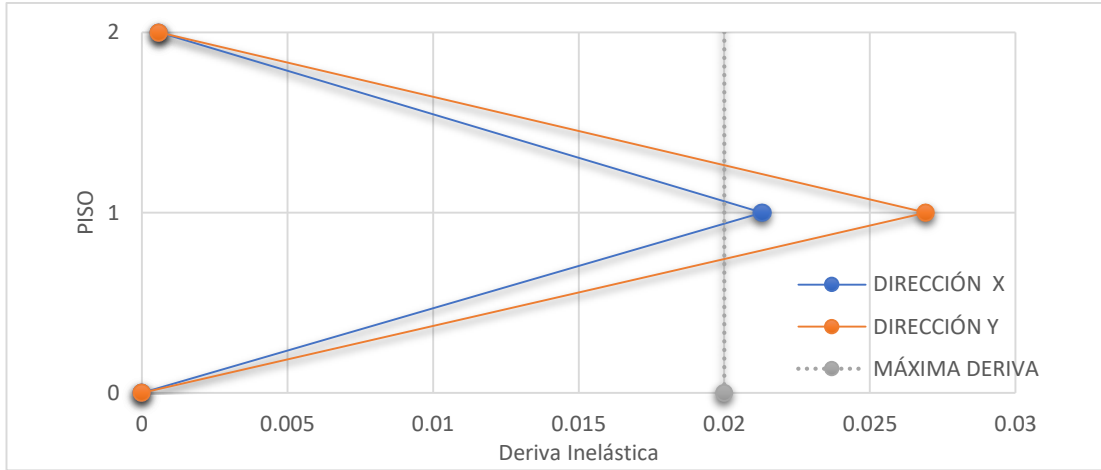
$$\Delta_E = 0.00143$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00143$$

$$\Delta_M = 0.00858$$

$$\Delta_M = 0.86\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

Figura 133: Derivas estáticas en la dirección X y Y

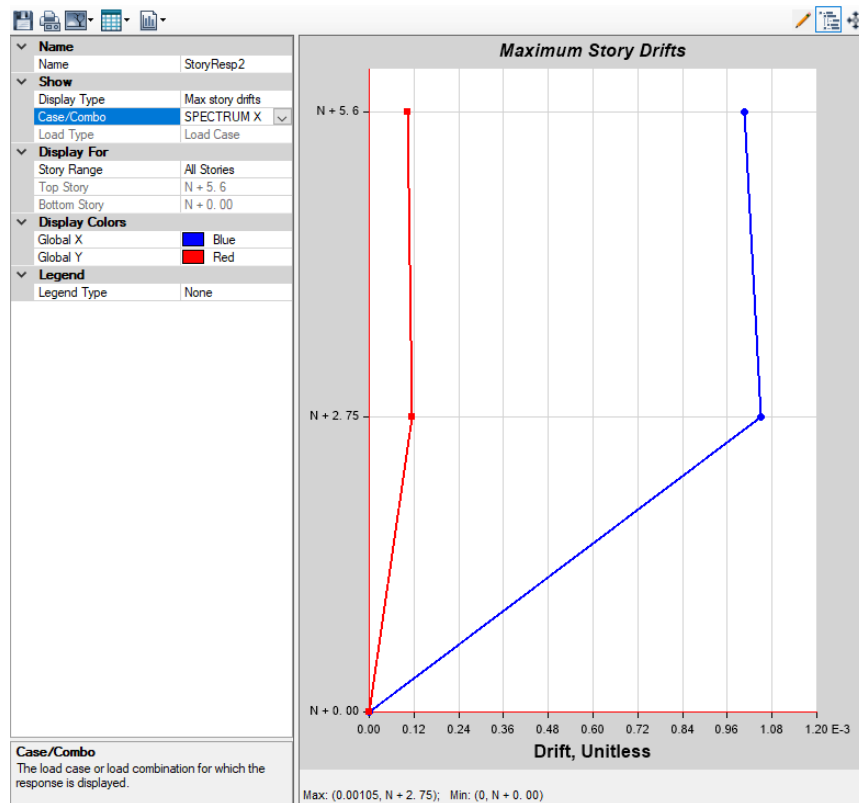


Fuente: Héctor Salán

- Cálculo de derivas dinámicas

Para x

Figura 134: Deriva dinámica en X



Fuente: ETABS 2018

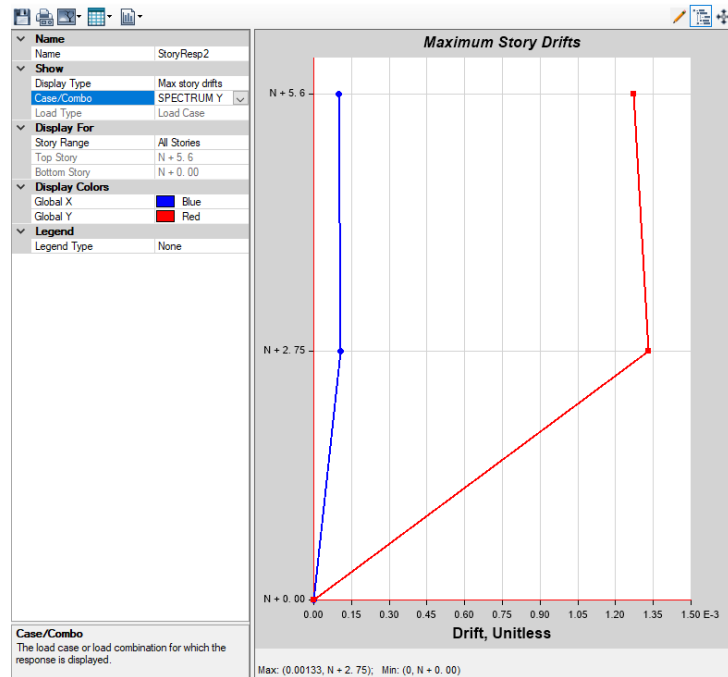
$$\Delta_E = 0.00105$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00105$$

$$\Delta_M = 0.0063$$

$$\Delta_M = 0.63\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

Figura 135: Deriva Dinámica en Y



Fuente: ETABS 2018

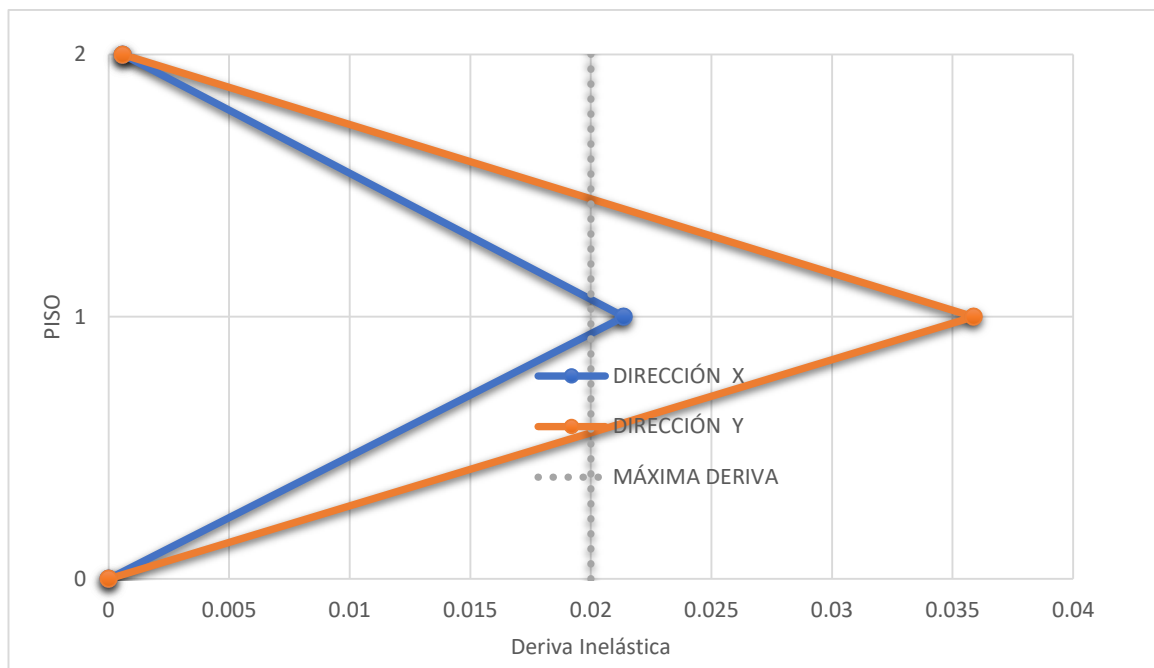
$$\Delta_E = 0.00133$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00133$$

$$\Delta_M = 0.00798$$

$$\Delta_M = 0.79\% \quad \text{Cumple Normativa}$$

Figura 136: Derivas dinámicas en las direcciones X y Y



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar, todas las derivas cumplen son menores al 2%, por ende, se encuentran dentro del rango permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Resistencia de los elementos estructurales

Es de vital importancia cuantificar, calcular y determinar si cada elemento estructural es capaz de resistir las solicitaciones que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), por lo que se emplean diferentes chequeos en el análisis lineal para su diseño.

Tanto vigas, columnas y losas son empleadas para el diseño de la estructura, por lo que al momento de realizar algún chequeo siempre es recomendable trabajar con resistencias de diseño mediante cargas mayoradas como nos indica la NEC-SE-CG en la sección 3.4.3 de combinaciones de cargas:

- 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 Viva

E: Carga Sísmica

D: Carga Muerta

Inercias agrietadas

Los valores de vigas y columnas con respecto a sus inercias cambian para el análisis no lineal según la norma ATC-40 siendo estos valores presentados en las siguientes figuras:

Figura 137: Inercias agrietadas para columnas

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

Fuente: ETABS 2018

Figura 138: Inercias agrietadas para vigas

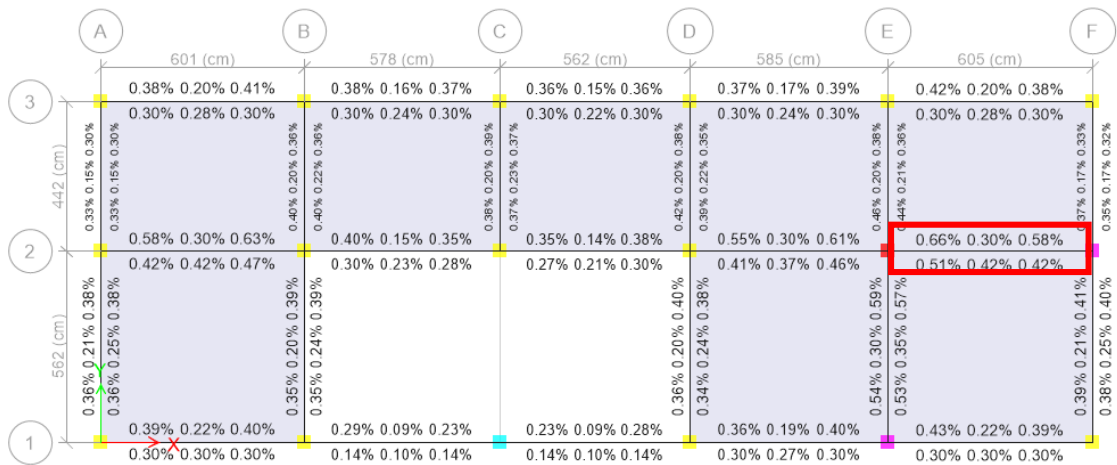
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

Fuente: ETABS 2018

- Chequeo de vigas

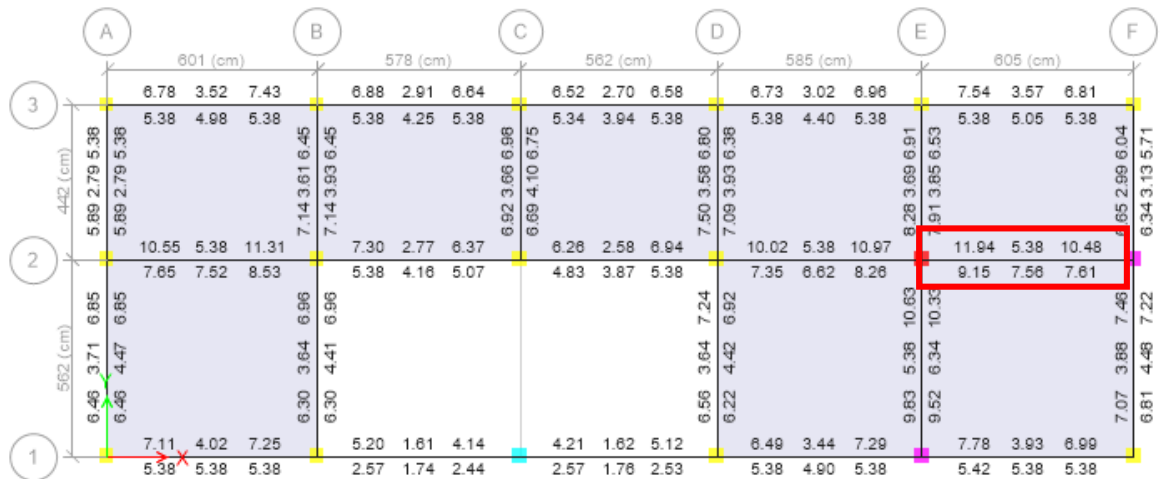
A continuación, se muestra una figura con las solicitaciones de acero en vigas

Figura 139: Porcentajes de acero en vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 140: Acero de refuerzo en cm² en vigas.



Fuente: Hector Salan

Tabla 91: Momento de Diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño -	Momento de diseño +	Refuerzo momento -	Refuerzo momento +	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido
	(ton-m)	(ton-m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Superior (+2 ejes)	-14.93	-	11.94	0	5.38	11.94
Inferior (-2 ejes)	-	7.465	0	5.73	5.38	5.73

Fuente: Héctor Salán

La cuantía de acero es:

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

$$\rho = \frac{11.94 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 40.7 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00733 = 0.733 \%$$

Comprobación de requerimientos del acero

En el cálculo del acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor al valor obtenido por la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 40 * 40.70$$

$$As_{min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Para el valor del acero máximo en la viga determinamos con la ecuación de la cuantía de refuerzo siempre y cuando esta no exceda al 50% de la cuantía balanceada.

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

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

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{250}{4200} \right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.0258$$

$$\rho_{max} = 0.0129 = 1.29\%$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max} = 0.0129 * 40 * 40.70$$

$$A_{s_{max}} = 21.01 \text{ cm}^2$$

Al determinar el acero que requiera nuestra estructura para diseño que es de 11.94 cm² siendo inferior al valor del acero máximo permitido de 21.01 cm², podemos concluir que todas las vigas presentan un diseño adecuado siendo capaces estos elementos de soportar las solicitaciones de la estructura propuesta por la NEC-2015.

En la siguiente figura se presentan el porcentaje de acero se encuentran en un rango máximo de 0.66% siendo inferior a la cuantía máxima permitida de 1.24% dándonos un porcentaje óptimo para diseño.

Chequeo a corte de vigas

Para el diseño a corte de vigas escogemos la más demandada y ejecutamos la siguiente tabla:

Tabla 92: Resumen de diseño a corte

Cortante / Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A _{ves} (cm ² /m)	Diseño V _{u2} (ton)	Diseño T _u (ton-m)	Diseño M _{u3} (ton-m)	Diseño P _u (ton)
0.102	16.001	0.0971	-14.93	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V _{u2} (ton)	Factorizado M _{u3} (ton)	Diseño V _{u2} (ton)	Capacidad V _p (ton)	Gravedad V _g (ton)
14.93	-14.93	16.001	6.0174	5.89

Fuente: ETABS 2018

Corroboramos que los datos obtenidos cumplan con los requerimientos de la ACI 2014.

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

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{250kg/cm^2} * \frac{40cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{40cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.09411 \geq 0.0333$$

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

$$0.102 > 0.09411 \quad \text{Cumple}$$

Chequeo de torsión en viga

En este parámetro se permite desestimar los efectos de torsión a razón del siguiente análisis:

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

Donde:

ϕ Factor de reducción con un valor de 0.75

T_u Resistencia a la torsión en condiciones ultimas.

T_{th} El umbral de torsión.

T_{cr} Torsión de fisuración.

A_o Área total encerrada por la trayectoria del flujo del cortante torsional.

P_h Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

Tabla 93: Resultados de torsión

Fuerza de torsión y refuerzo de torsión				
T_u (ton-m)	ϕT_{th} (ton-m)	ϕT_{cr} (ton-m)	Área A_o (m ²)	Perímetro, P_h (m)
0.0976	0.5993	2.3971	0.0955	1.344

Fuente: ETABS 2018

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

$$0.0976 \text{ ton. m} < 0.5993 \text{ ton. m}$$

- Chequeo de columnas**

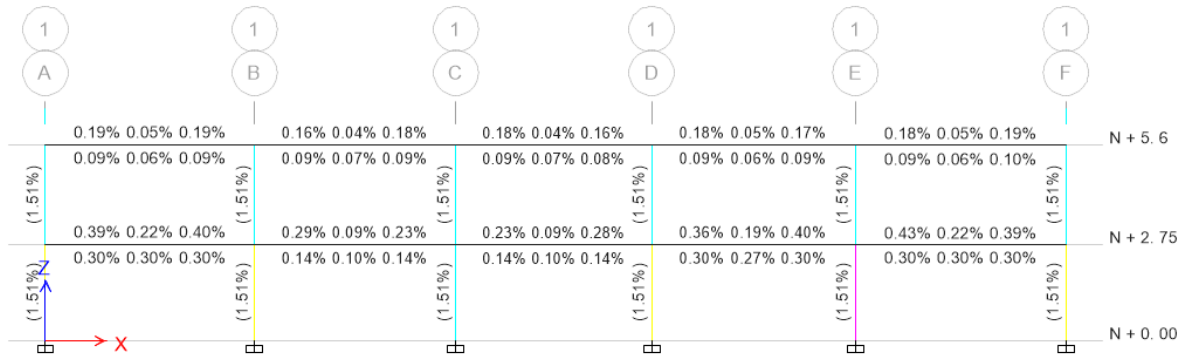
Mediante el análisis en el software se puede observar que el eje más demandado es aquel que corresponde al eje C10, así como se muestra en la siguiente figura

Tabla 94: Resumen de diseño de columna

Detalles del elemento Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+2.75	C10	C 40*40	2.75	0.35	0.35	0.058
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para P_u, M_{u2}, M_{u3}						
Diseño P_u (ton)	Diseño M_{u2} (ton-m)	Diseño M_{u3} (ton-m)	Mínimo $M2$ (ton-m)	Mínimo $M3$ (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
-23.024	7.3523	1.965	0.627	0.627	1.51	0.77

Fuente: Héctor Salan

Figura 141: Porcentaje de acero en columnas

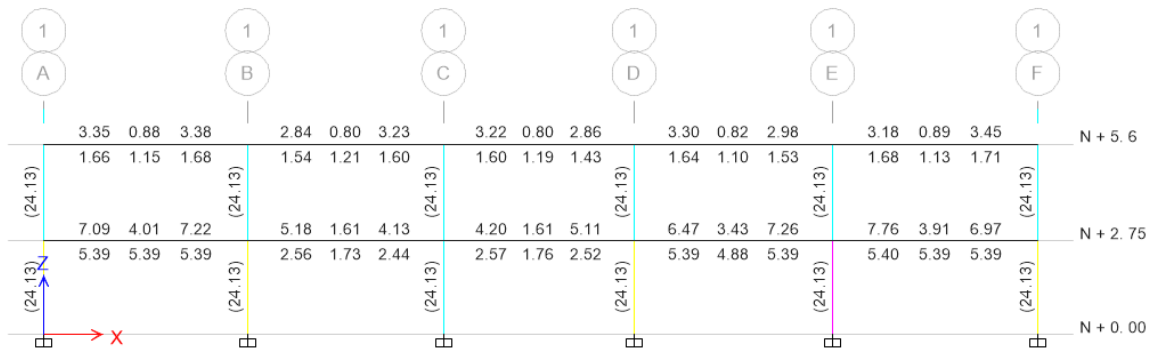


Fuente: ETABS 2018

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

$$\frac{A_s}{b * h} = 0.0151 \text{ (Cumple)}$$

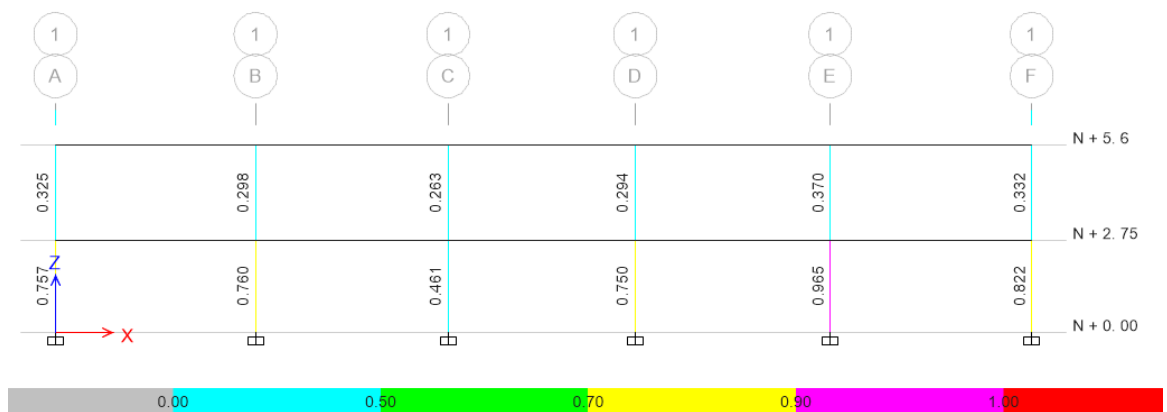
Figura 142: Cuantía de acero en columnas



Fuente: ETABS 2018

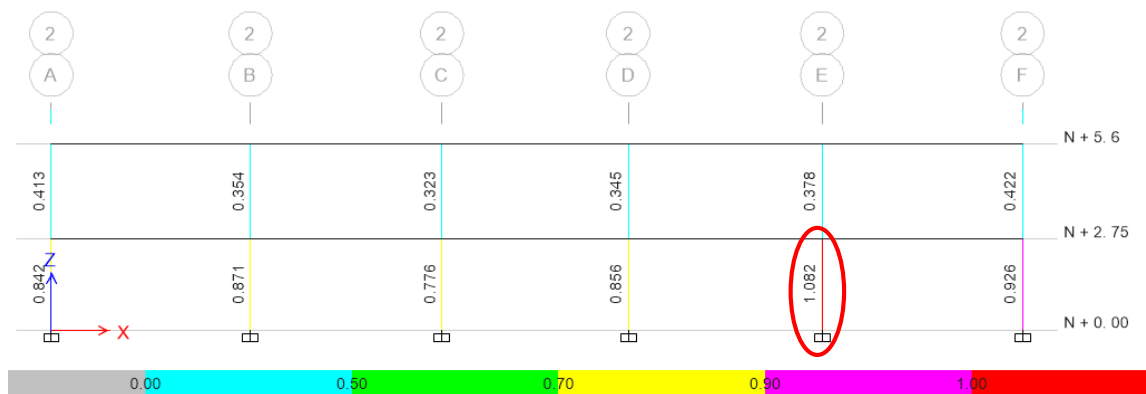
Con el porcentaje de acero ingresado par que el software lo chequee, se nota que las columnas no fallan, para comprobar esto se muestra los radios demanda capacidad que tiene la columna.

Figura 143: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 1



Fuente: ETABS 2018

Figura 144: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 2



Fuente: ETABS 2018

Se observa que el radio demanda/capacidad para la columna más solicitada es de 1.082 que se encuentra en el Eje 2E, lo cual señala que la columna no tiene la suficiente capacidad para resistir las fuerzas aplicadas sobre ella. Debido a que es la única columna que no supera la capacidad se puede continuar con el análisis.

Chequeo de elementos estructurales bajo cargas gravitacionales

En este caso utilizaremos las siguientes combinaciones para analizar tanto a vigas como columnas cómo se comportan frente a estas solicitaciones.

$$1.4 D + 1.6 L$$

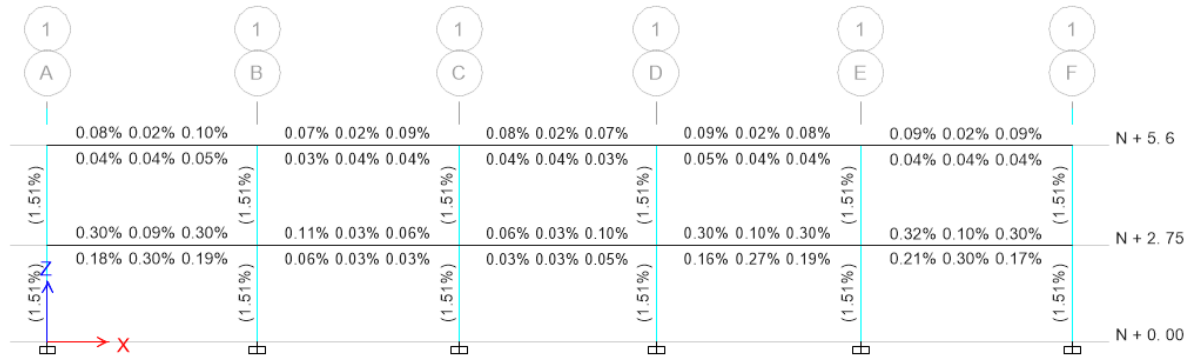
$$1.4 D$$

Donde:

D: Carga Muerta

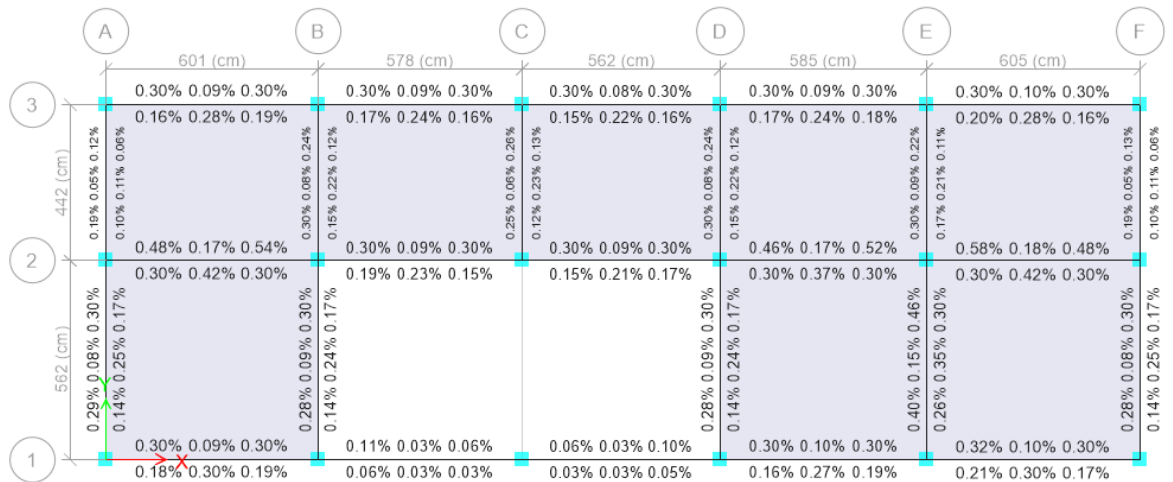
L: Carga Viva

Figura 145: Cuantía de acero de refuerzo en el Eje 1



Fuente: ETABS 2018

Figura 146: Cuantía de acero de refuerzo del piso N + 2.75m



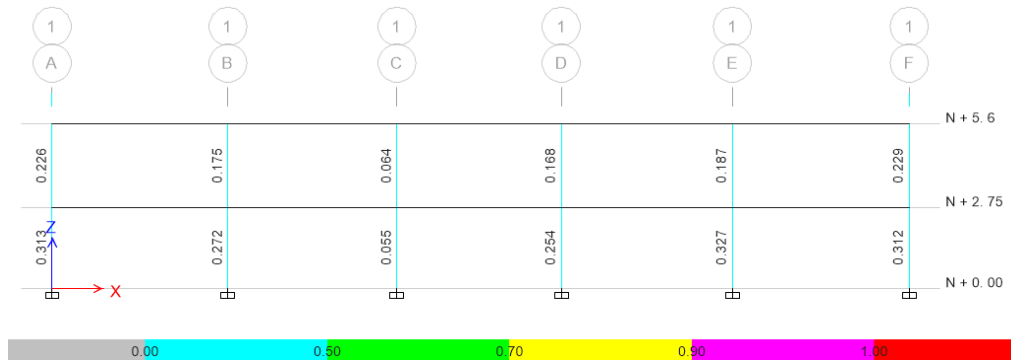
Fuente: ETABS 2018

En estos casos de cargas gravitacionales se puede observar que ningún elemento sea viga o columna presenta problemas en el diseño, lo que cumple con las solicitaciones requeridas para el análisis ya que la cuantía máxima permitida es del 0.58% en vigas y en columnas se encuentra dentro del rango del 1% al 3%.

Chequeo Demanda – Capacidad en columnas

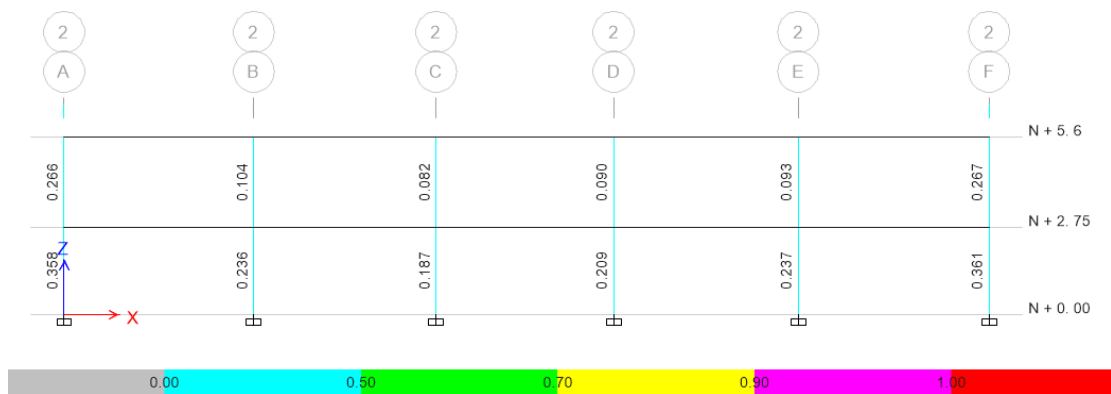
Al comprobar que los valores de demanda/capacidad son menores a 1 para las columnas en cada uno de los ejes de la estructura, se puede determinar que la carga gravitacional ejercida a la estructura cumpla con la capacidad necesaria de demanda existentes por las solicitaciones del edificio, tal y como se muestra en las siguientes figuras de los pórticos más demandados:

Figura 147: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales



Fuente: ETABS 2018

Figura 148: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales



Fuente: ETABS 2018

3.1.4.1 Análisis estático no lineal

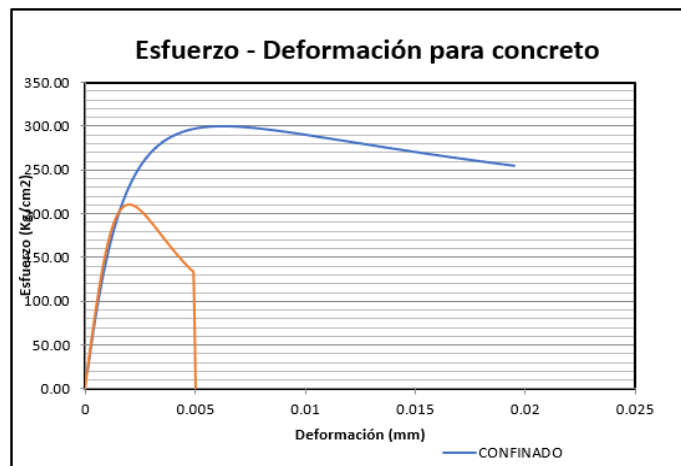
Al establecer cada uno de los parámetros y completar el análisis modal lineal de nuestra estructura, el siguiente procedimiento que se debe realizar es un análisis estático no lineal, en el cual se establecerá chequeos para obtener la curva de capacidad de la edificación, determinando el punto de desempeño que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- **Modelos constitutivos de los materiales**

En un análisis común o lineal no se consideran las propiedades no lineales de los materiales puesto que solamente se trabaja con un límite de fluencia, es por eso por lo que para este tipo de análisis se van a utilizar modelos apropiados para este fin.

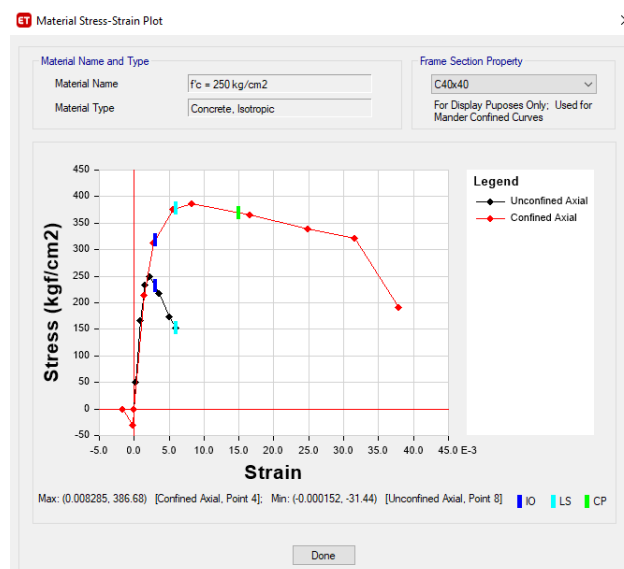
Para el caso del hormigón se va a usar el modelo de Mander de 1984 para un estado confinado y no confinado.

Figura 149: Modelo de Mander para el hormigón



Fuente: Héctor Salán

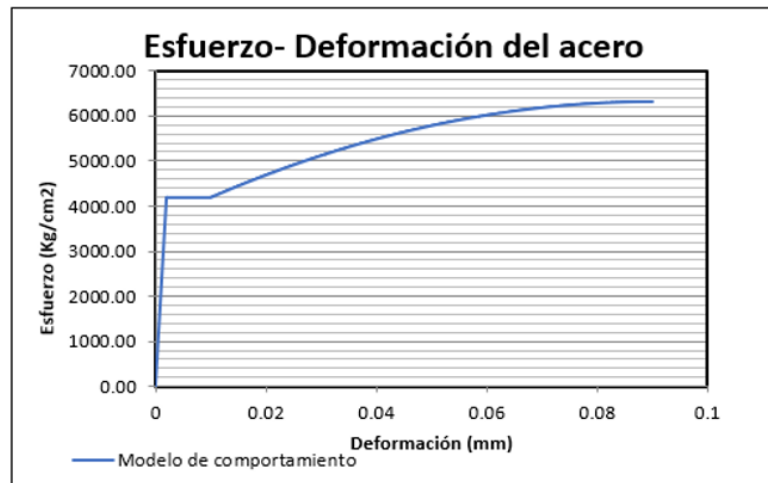
Figura 150: Modelo esfuerzo- deformación Mander



Fuente: ETABS 2018

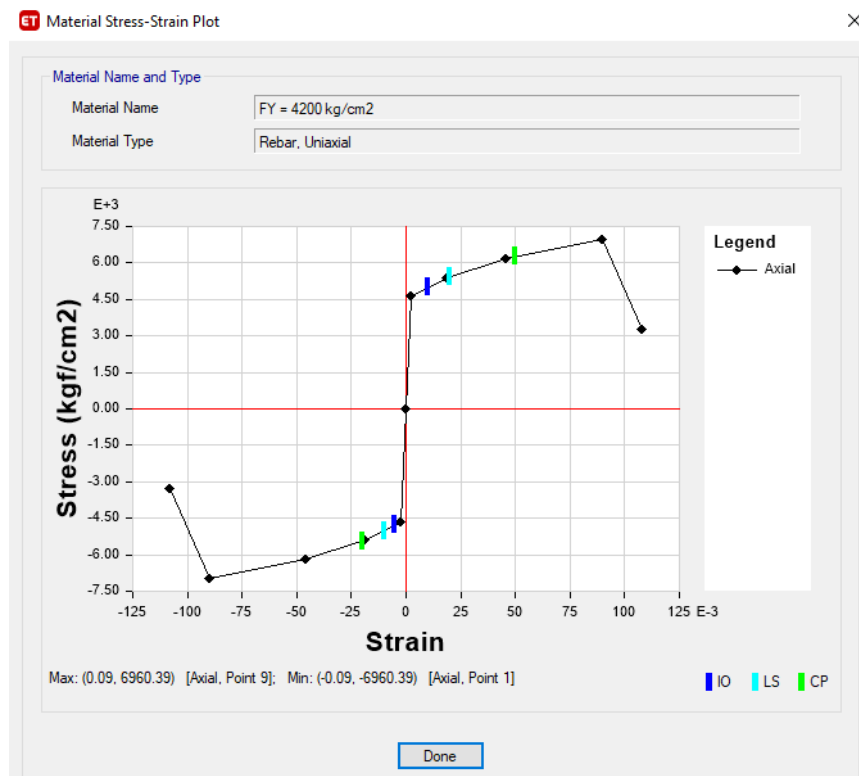
Para el caso del acero se va a utilizar el modelo propuesto por Park (1975) para un acero F_y 4200 kg/cm²

Figura 151: Modelo de Park para el acero



Fuente: Héctor Salán

Figura 152: Esfuerzos deformación del acero



Fuente: ETABS 2018

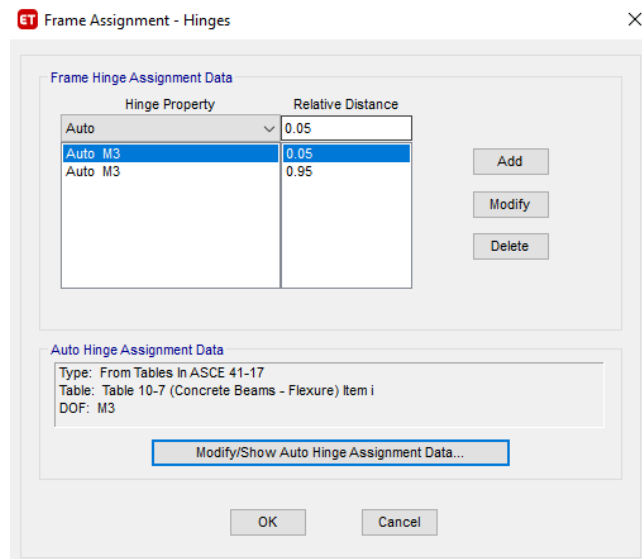
- **Definición de rótulas plásticas**

Para la definición de rótulas plásticas de los elementos estructurales se deben definir las secciones con sus respectivos aceros de refuerzo para seguir con el análisis.

Longitudes plásticas de las rótulas en vigas

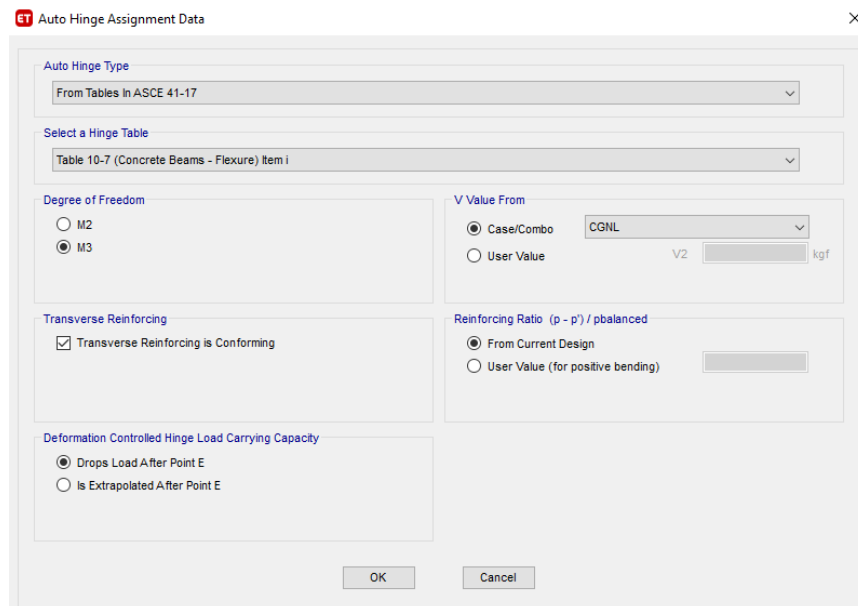
Por lo general las rótulas plásticas se forman a una distancia equivalente al porcentaje del 5 de la cara de la columna y al 95% de la longitud del elemento, tanto para vigas como para columnas, además se va a tomar estos porcentajes de distancias por motivos prácticos.

Figura 153: Asignación de rótulas plásticas en vigas



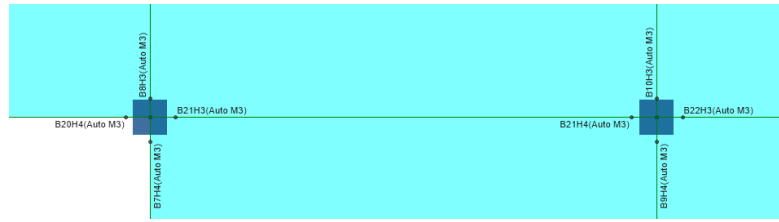
Fuente: ETABS 2018

Figura 154: Asignación de rótulas plásticas en vigas



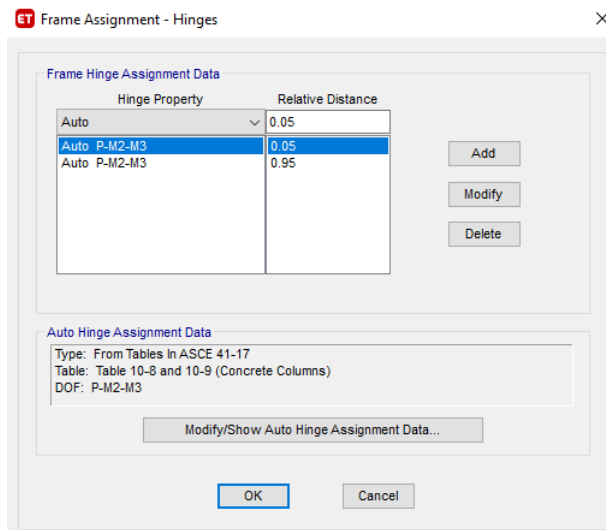
Fuente: ETABS 2018

Figura 155: Representación de una rótula plástica en vigas



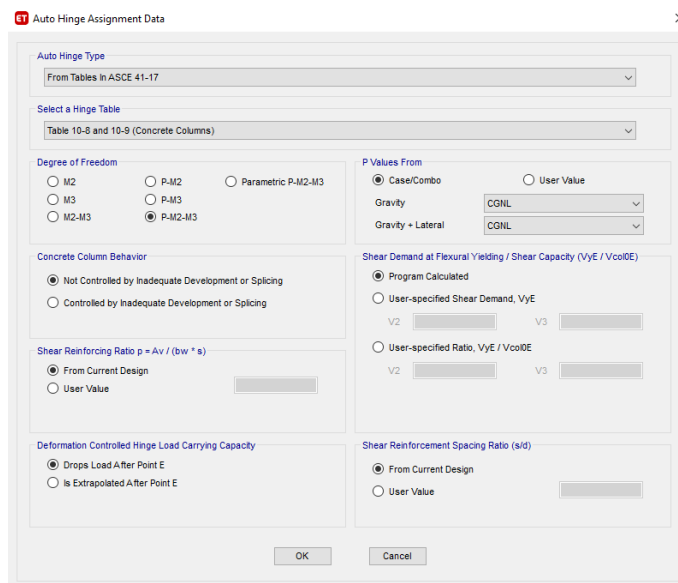
Fuente: ETABS 2018

Figura 156: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



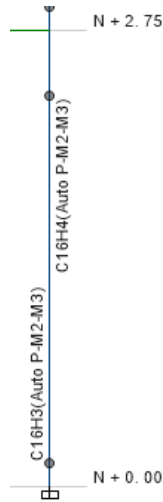
Fuente: ETABS 2018

Figura 157: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



Fuente: ETABS 2018

Figura 158: Rotulas plásticas en el Eje F

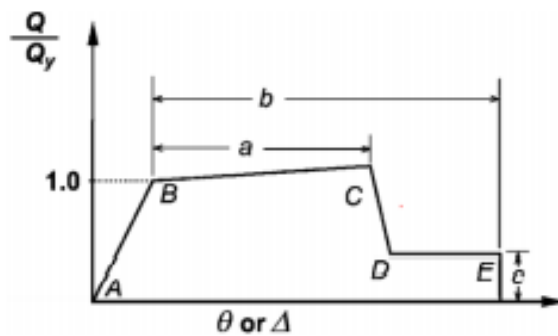


Fuente: ETABS 2018

Diagrama momento – rotación

Para el cálculo de los diagramas de momento-rotación en vigas y columnas se encuentra en la norma ASCE 41-13 que tiene la finalidad de indicar el comportamiento de las rotulas plásticas de cada elemento estructural.

Figura 159: Representación del diagrama momento – rotación



Fuente: ASCE 41-13

Estas rotulas plásticas son apreciadas de la siguiente forma por el programa ETABS 2018.

Figura 160: Definición del momento – rotación para columnas

ET Moment Rotation Data for C1H1 - Interacting P-M2-M3

Select Curve
 Axial Force: -240000 Angle: 0 Curve #1

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.733831	0.036908
D	0.235305	0.037277
E	0.235305	0.037649

Note: Yield moment is defined by interaction surface

3D View
 Plan: 315 deg Elevation: 35 deg Aperture: 0 deg Axial Force: -240000 kgf

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy	0.005
Life Safety	0.018454
Collapse Prevention	0.025835

Moment Rotation Information

Symmetry Condition	None
Number of Axial Force Values	3
Number of Angles	4
Total Number of Curves	12

Angle Is Moment About

- 0 degrees = About Positive M2 Axis
- 90 degrees = About Positive M3 Axis
- 180 degrees = About Negative M2 Axis
- 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

Figura 161: Definición del momento – rotación para vigas

ET Hinge Property Data for B1H1 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.048598
D	-0.2	-0.024896
C	-1.605444	-0.024649
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.614054	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative	Unit
Moment SF	689150.65	891218.36	kgf-cm
Rotation SF	1	1	

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-0.009649
Life Safety	0.025	-0.024649
Collapse Prevention	0.05	-0.048598

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

- Niveles de amenaza sísmica

La NEC 2015 menciona diferentes niveles de amenaza sísmica que corresponden a los periodos de 72, 225, 475 y 2500 años como se muestran en la siguiente tabla.

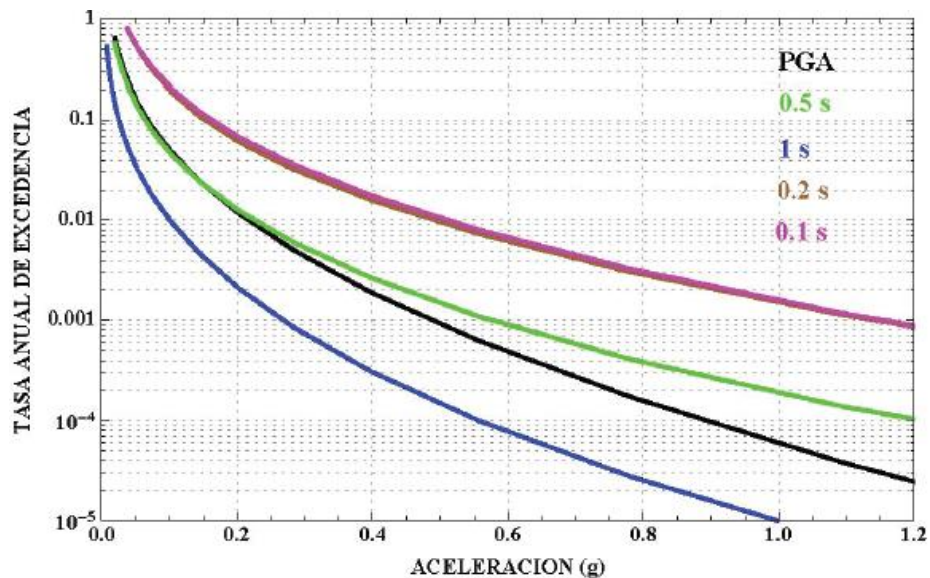
Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (Años)	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock AMBATO
Frecuente	50%	72	0.0138	0.20
Ocasional	20%	225	0.0044	0.31
Raro (Diseño)	10%	475	0.0021	0.40
Muy raro	2%	2500	0.0004	0.65

Tabla 95: Niveles de amenaza sísmica

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Para la definición de los espectros correspondientes a los niveles de amenaza se utilizarán las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Ambato proporcionadas por la NEC-SE-DS, 2015.

Figura 162: Curvas de peligro sísmico de Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

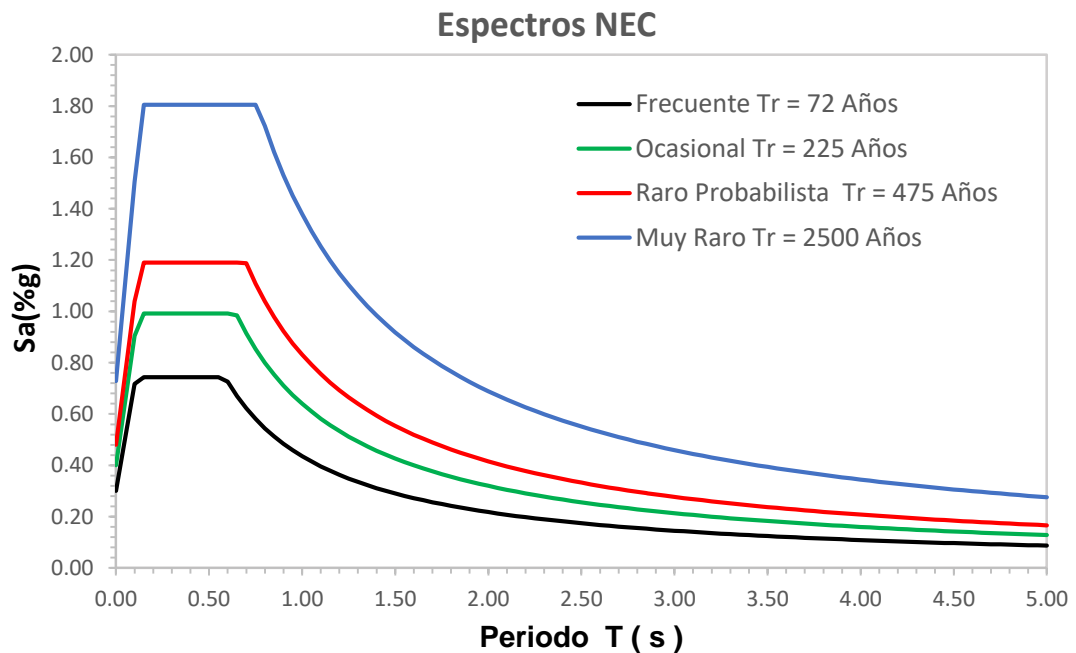
Con estas curvas se ha realizado la interpolación para la obtención de los factores de suelo para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 96: Factores para definición de espectro de amenaza sísmica

Nivel de amenaza	n	z	Factores de suelo		
			Fa	Fd	Fs
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: Héctor Salán

Figura 163: Espectros de niveles de amenaza sísmica

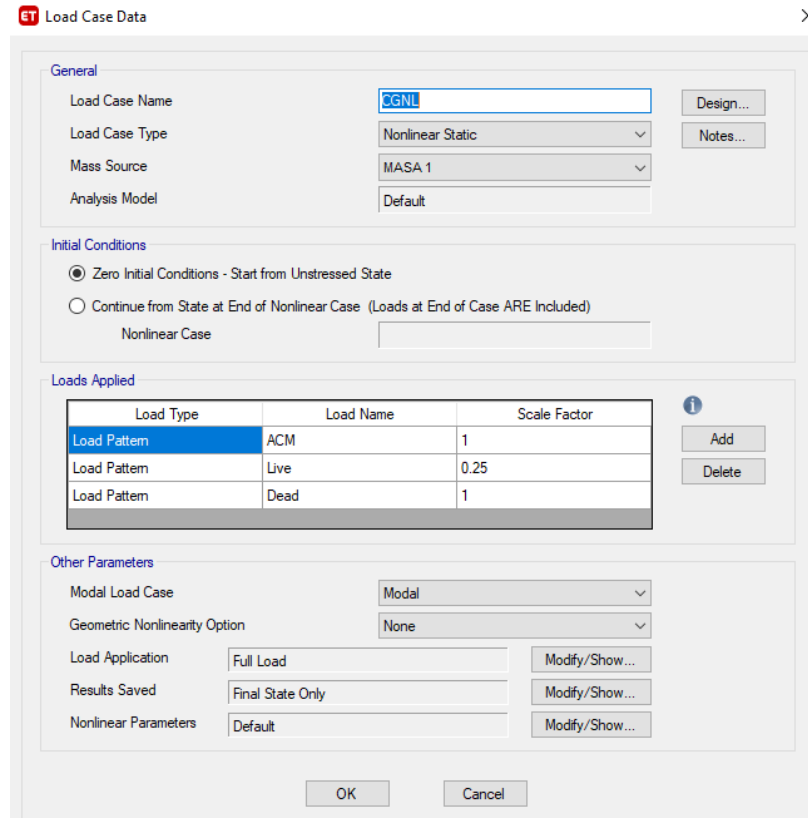


Fuente: Héctor Salán

Definición de Carga gravitacional no lineal

Antes de cualquier asignación de rótulas plásticas, se debe definir una carga gravitacional no lineal que, para este caso, consta de un 100% de carga muerta y un 25% de carga viva, de la misma manera que se consideró la masa para el análisis lineal.

Figura 164: Carga gravitacional no lineal



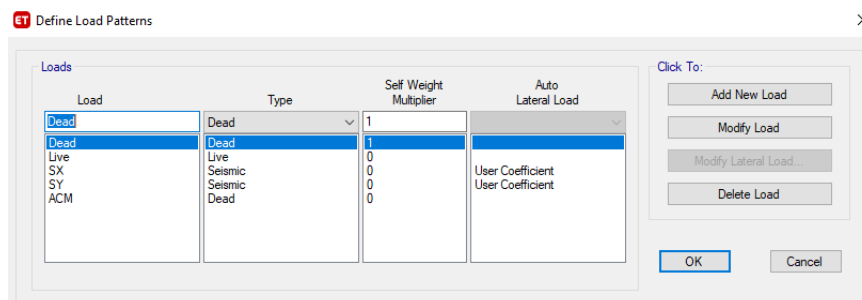
Fuente: ETABS 2018

A continuación, se muestran los parámetros necesarios para la definición de rótulas plásticas automáticas.

- **Definición de cargas laterales no lineales**

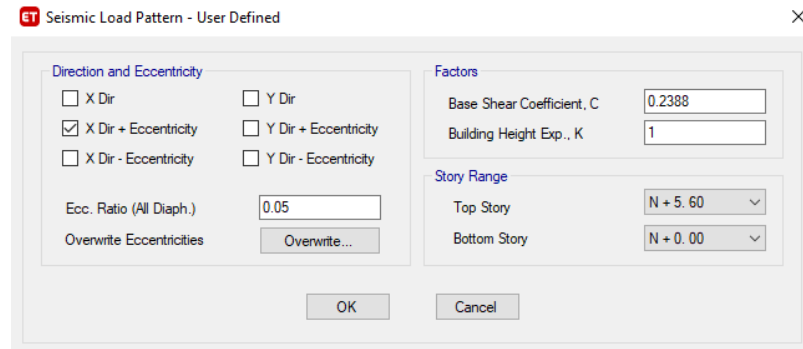
Después de la deformación de la estructura por carga gravitacional, comienza a actuar los empujes laterales, los cuales deben ser aplicados en un punto llamado punto de centro de masas, o centro de diafragma, en la siguiente figura se observa la definición y configuración de estos patrones de carga. Las fuerzas aplicadas sobre este consisten a los cortantes por piso de la edificación.

Figura 165: Patrones de carga lateral sísmica en X e Y



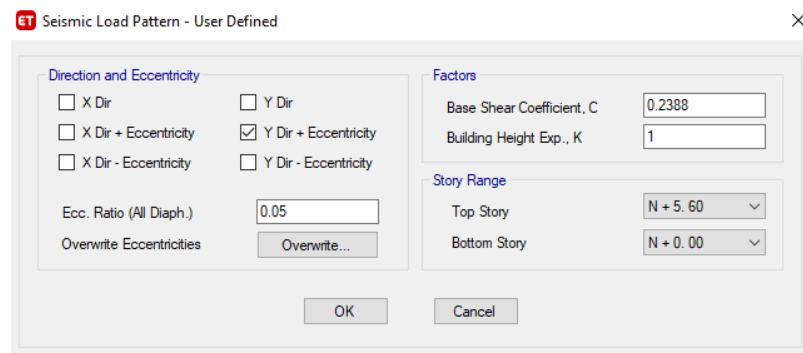
Fuente: ETABS 2018

Figura 166: Fuerza sísmica para carga lateral en X



Fuente: ETABS 2018

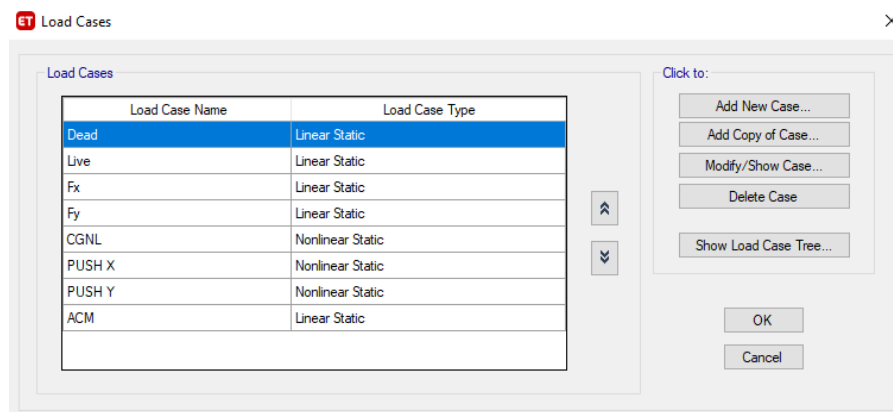
Figura 167: Fuerza sísmica para carga lateral Y



Fuente: ETABS 2018

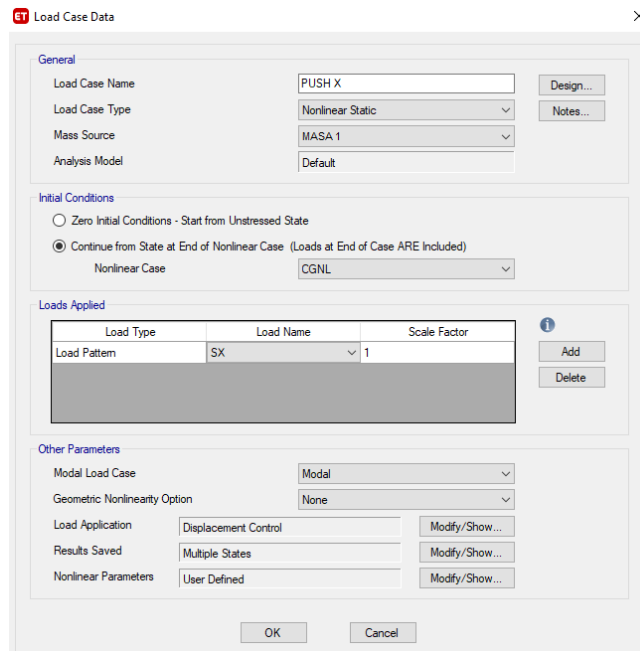
Una vez definido estos casos de carga, es necesario definir cargas laterales no lineales que se las llamará PUSOVER X Y PUSHOVER Y las cuales están en función de las cargas definidas anteriormente y que tomen a cada sentido que corresponda.

Figura 168: Cargas laterales no lineales PUSH X y PUSH Y



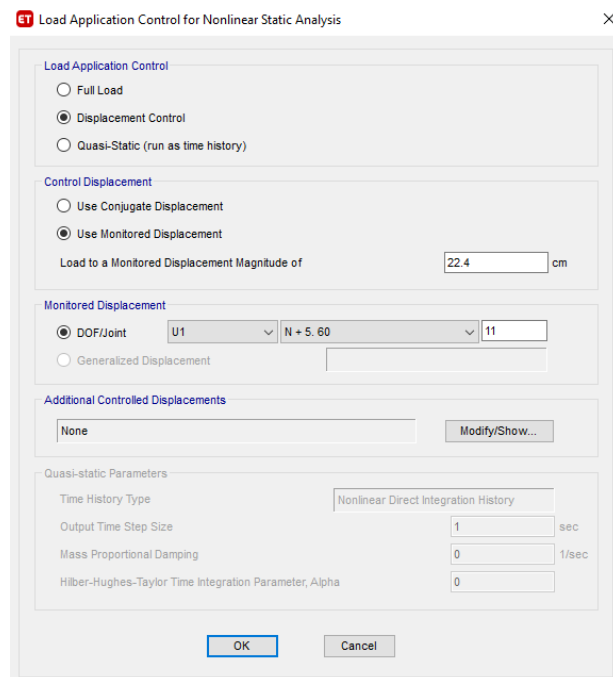
Fuente: ETABS 2018

Figura 169: Definición de la carga lateral en X



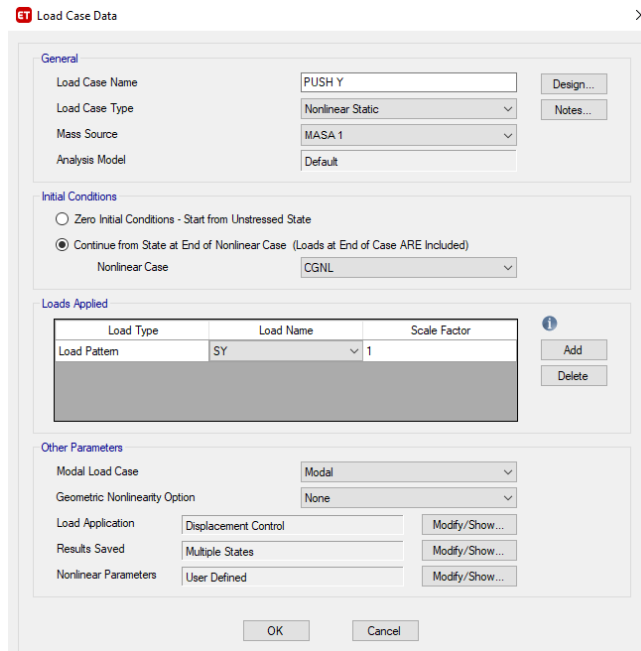
Fuente: ETABS 2018

Figura 170: Control de desplazamientos para carga X



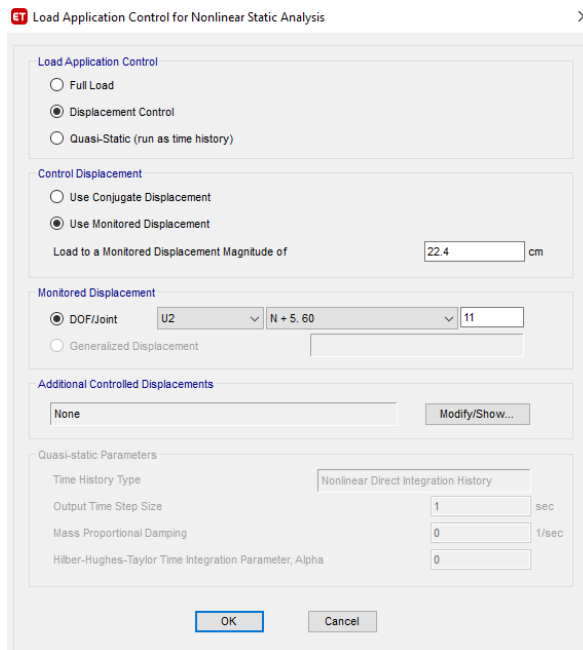
Fuente: ETABS 2018

Figura 171: Definición de carga lateral en Y



Fuente: ETABS 2018

Figura 172: Control de desplazamientos para carga Y



Fuente: ETABS 2018

En el control del análisis no lineal es importante determinar el desplazamiento que se produce en la estructura al ser chequeada, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), nos dice que este valor debe ser mayor a la deriva máxima permitida para

una edificación que es del 2%, para este chequeo la FEMA 356 establece el desplazamiento máximo como parte de la altura del edificio sea del 4%, empleando esta norma con el desplazamiento máximo del 4% nos entrega un valor de 0.224 metros de desplazamiento máximo de la estructura.

- **Análisis de resultados**

Una vez definidos todos los parámetros necesarios para el análisis no lineal, se procede a chequear los resultados que arroja este análisis.

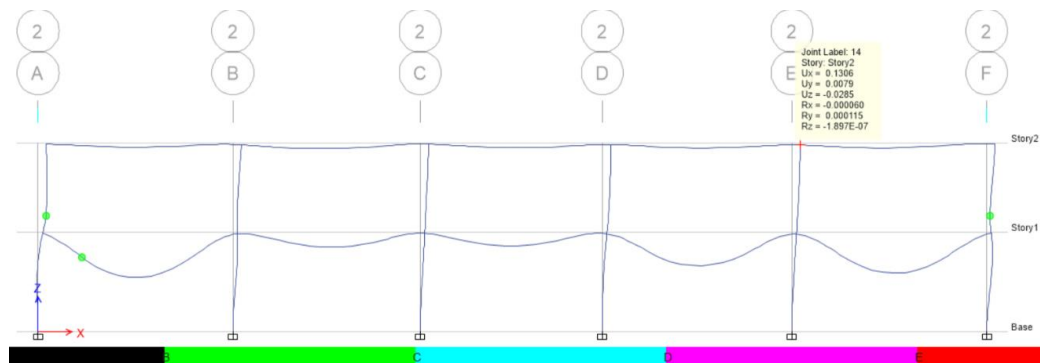
- **Rótulas plásticas**

Se revisa la formación de rótulas plásticas para cada paso de deformación en el sentido X e Y.

- **Para X**

Para este sentido se va a analizar el eje 2 por ser el más demandado

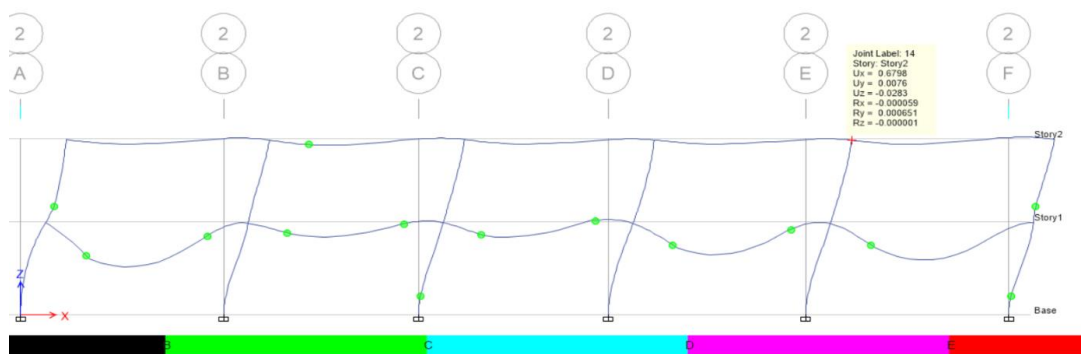
Figura 173: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.13 cm

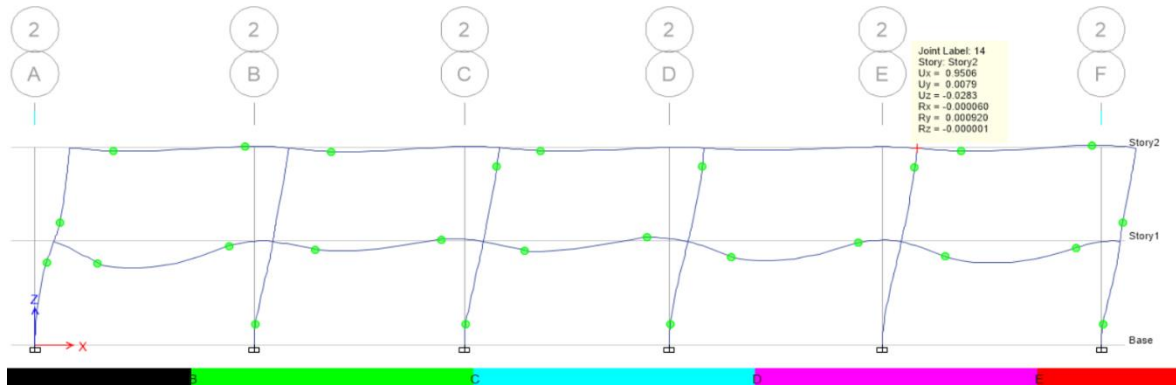
Figura 174: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.68 cm

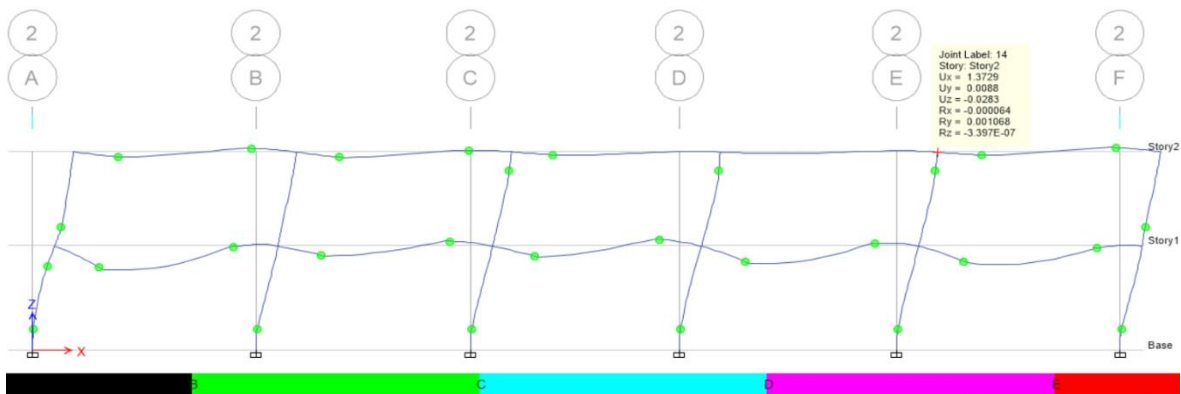
Figura 175: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.95 cm

Figura 176: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido X



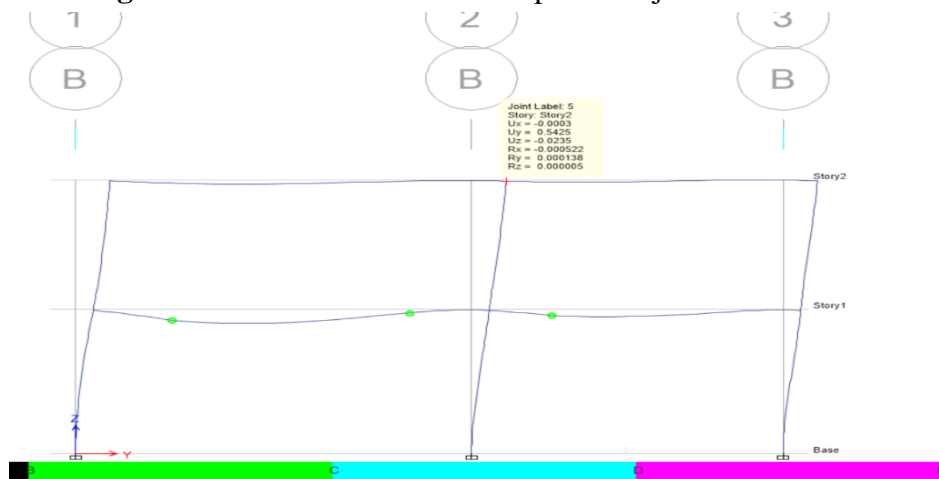
Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.37 cm

- **Para el sentido Y**

En este caso se toma el eje B de la estructura puesto que este es el representativo de toda la estructura en este sentido, el software ha determinado 4 steps para la carga PUSHY, el proceso de deformación se presenta a continuación:

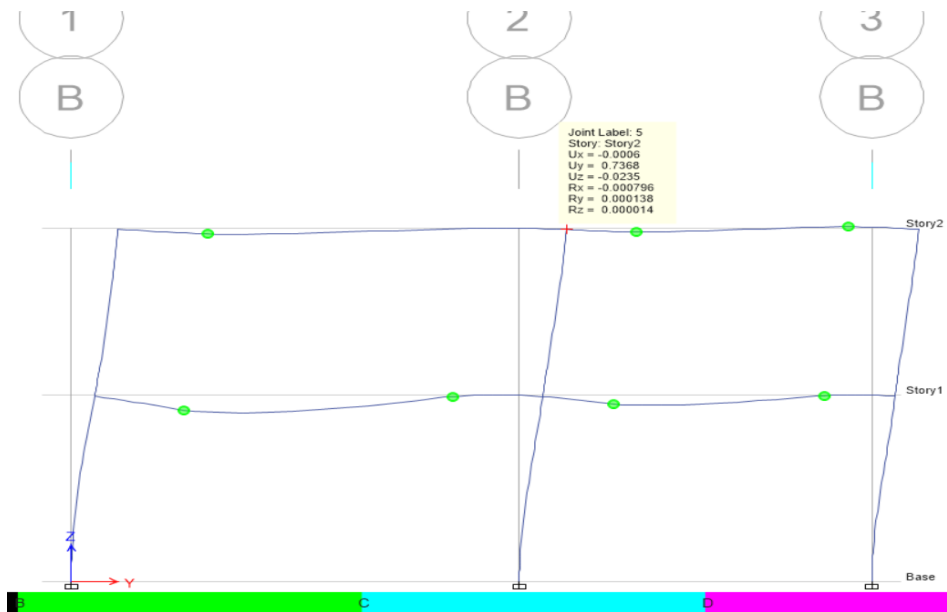
Figura 177: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.54 cm

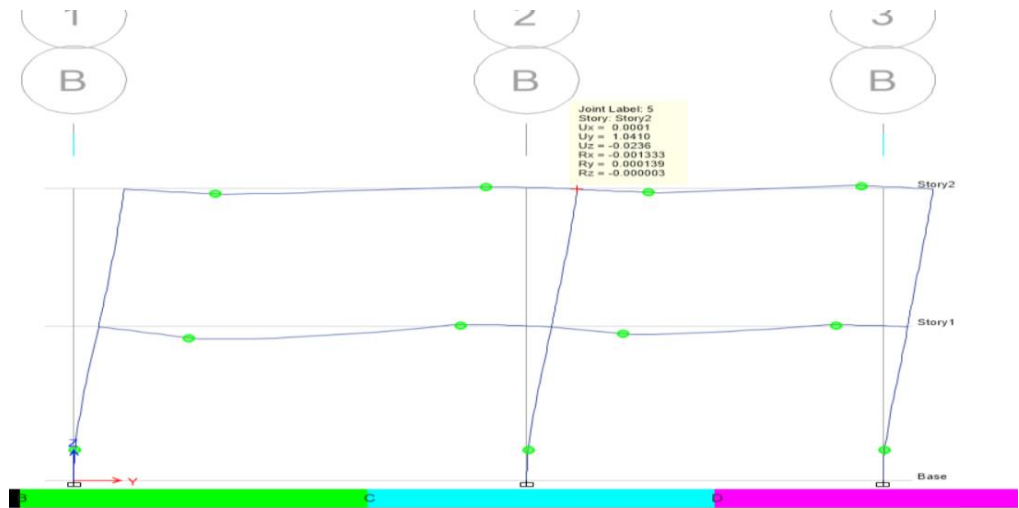
Figura 178: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.73 cm

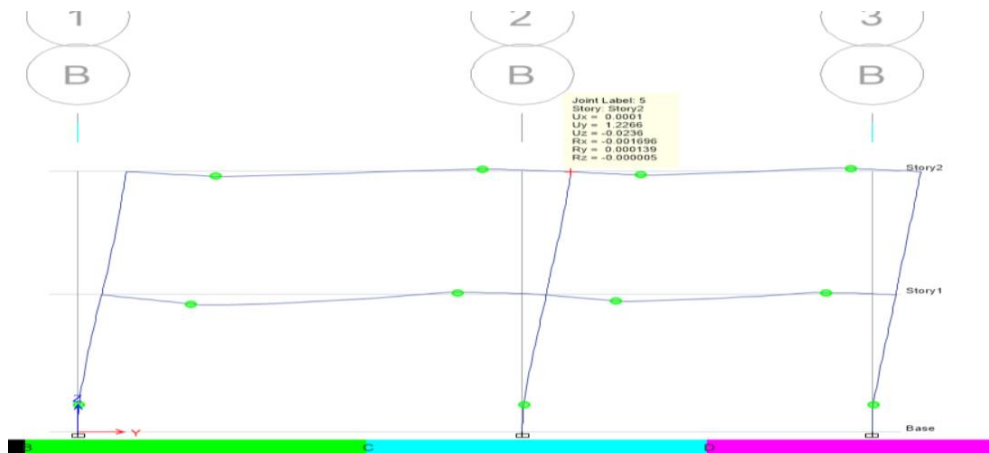
Figura 179: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.04 cm

Figura 180: Formación de Rótula plástica eje B sentido Y

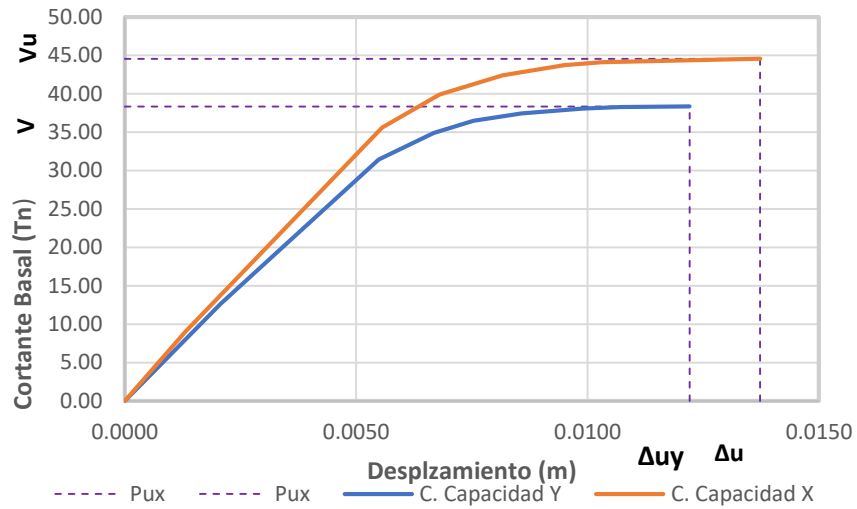


Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.23 cm

- **Curva de capacidad de la estructura**

Figura 181: Curva de capacidad de la estructura en X e Y

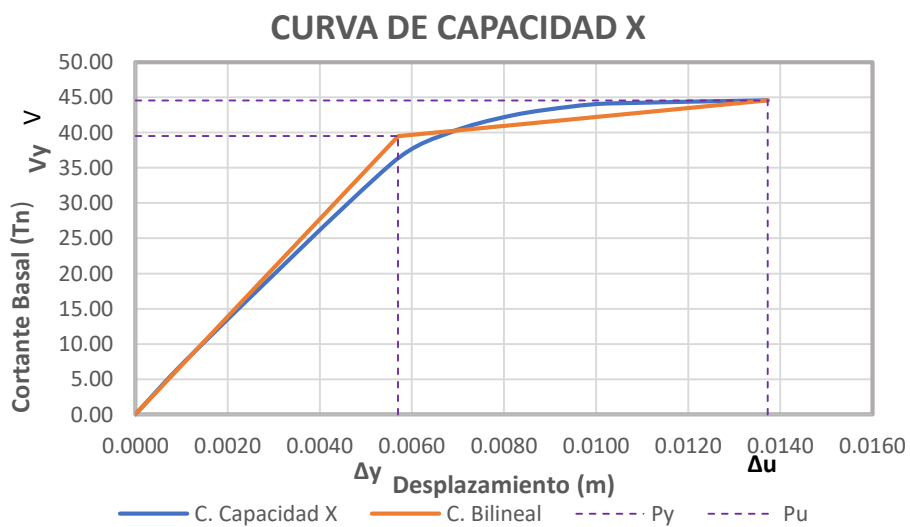


Fuente: Héctor Salán

De la anterior gráfica se puede concluir que la estructura posee más capacidad en el sentido X debido a que la curva es más extendida y grande, y más que eso, se puede concluir observando que en X el cortante último es 44.57 Tn mientras que en Y el cortante último es 38.36 Tn

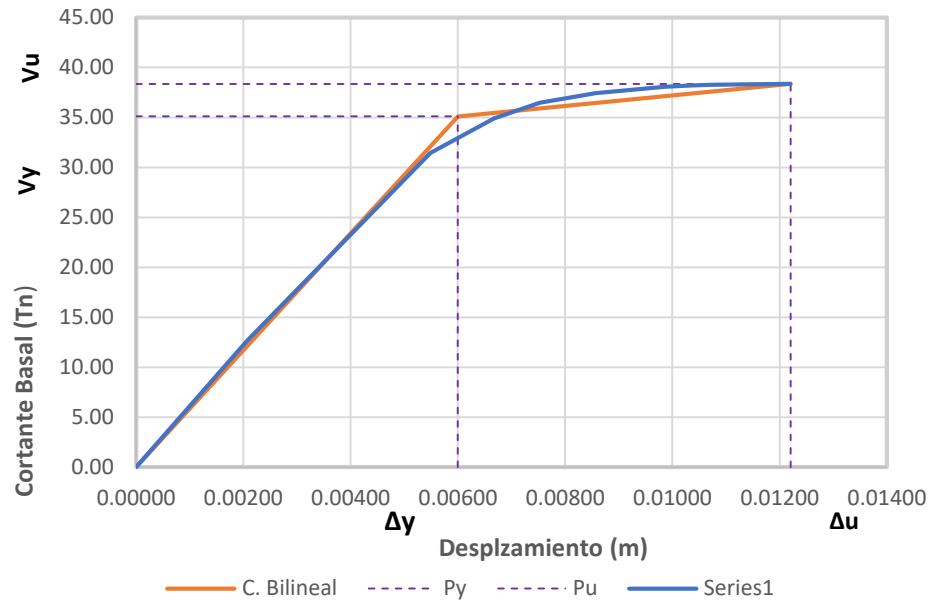
- **Curva de capacidad para X**

Figura 182: Curva de capacidad de la estructura en X



Fuente: Héctor Salán

Figura 183: Curva de capacidad de la estructura en Y

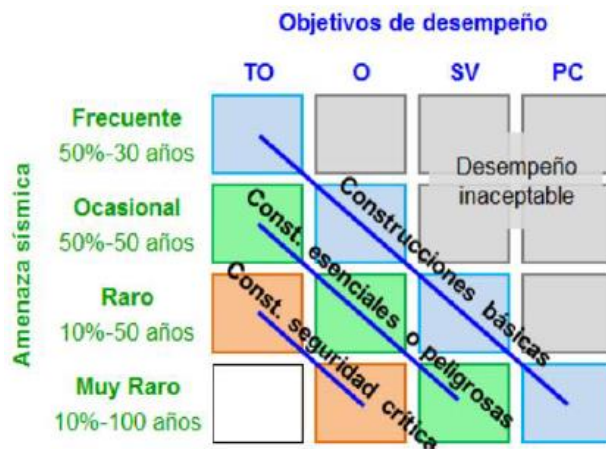


Fuente: Héctor Salán

- **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.

Figura 184: Objetivos del desempeño

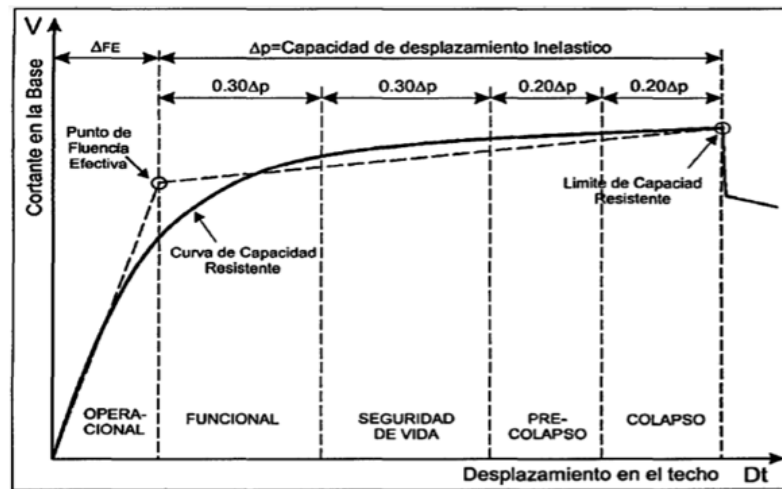


Fuente: Visión 2000 (SEAO, 1995)

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.

La sectorización se la realiza como se indica en la siguiente gráfica:

Figura 185: Seccionamiento de la curva de capacidad



Fuente: SEAOC, 1995

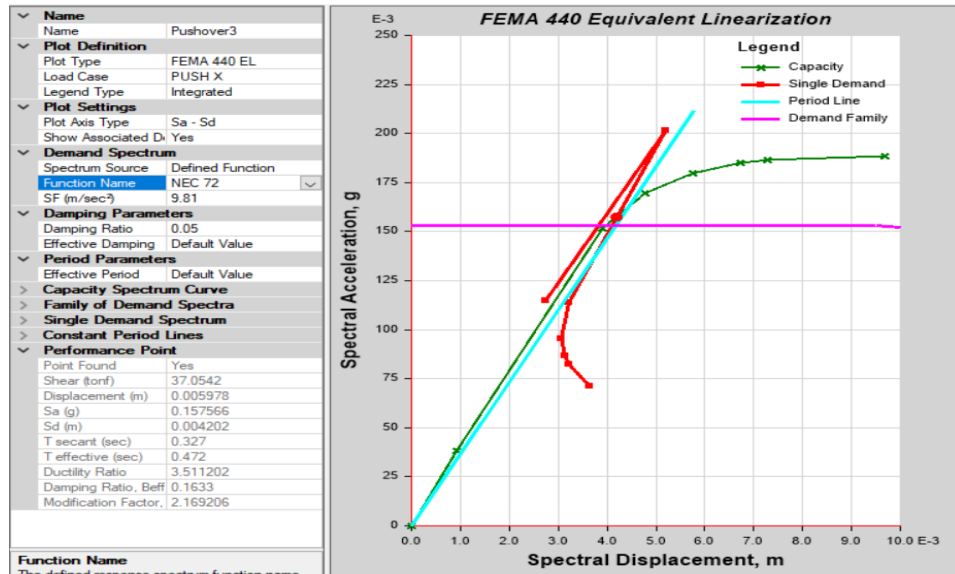
- **Punto de desempeño**

Es necesario obtener el punto de desempeño de la estructura para ambos sentidos, el software facilita mucho el cálculo y arroja los siguientes resultados para cada nivel de amenaza.

- **Para el sentido X**

El software presenta los resultados del punto de desempeño en términos de cortante y desplazamiento.

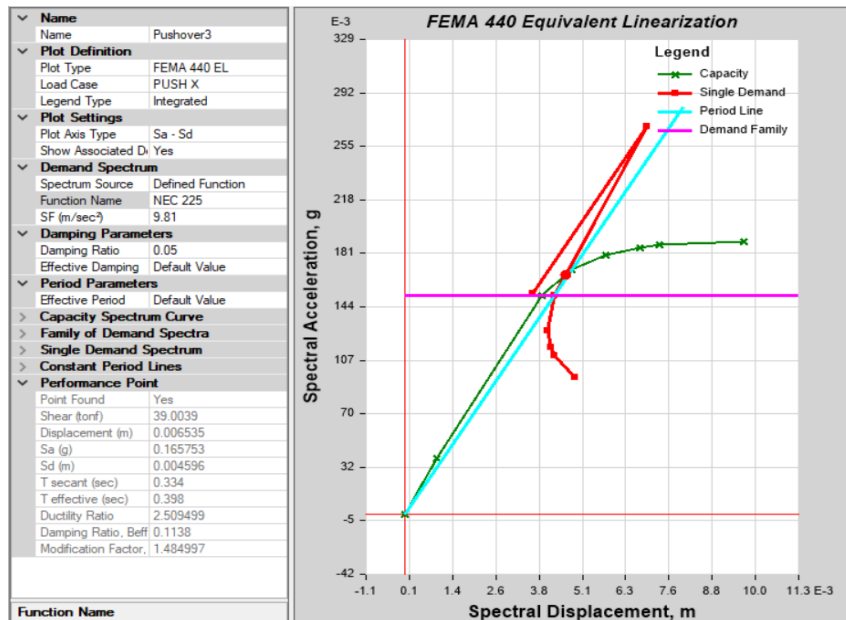
Figura 186: Punto de desempeño sismo frecuente en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo frecuente viene dado por un cortante de 37.05 Tn y un desplazamiento de 0.6 cm

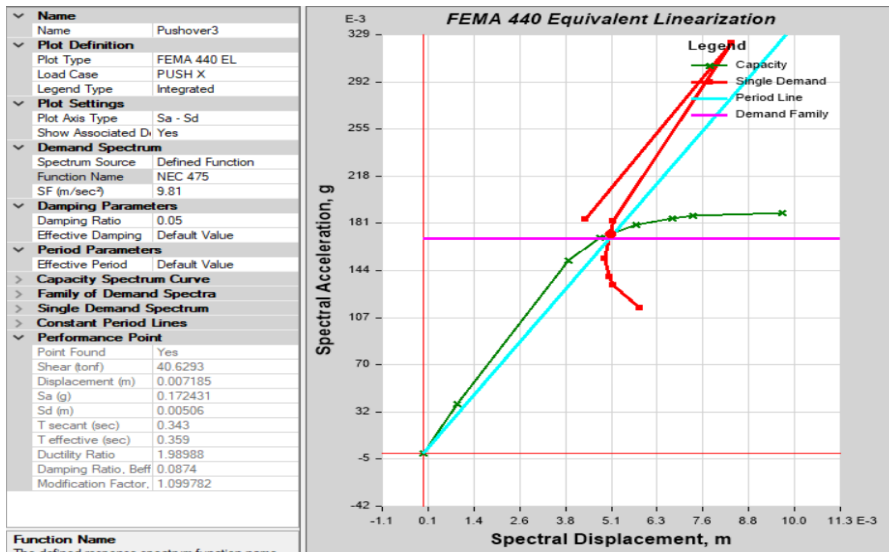
Figura 187: Punto de desempeño sismo Ocasional en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Ocasional viene dado por un cortante de 39.0 Tn y un desplazamiento de 0.65 cm

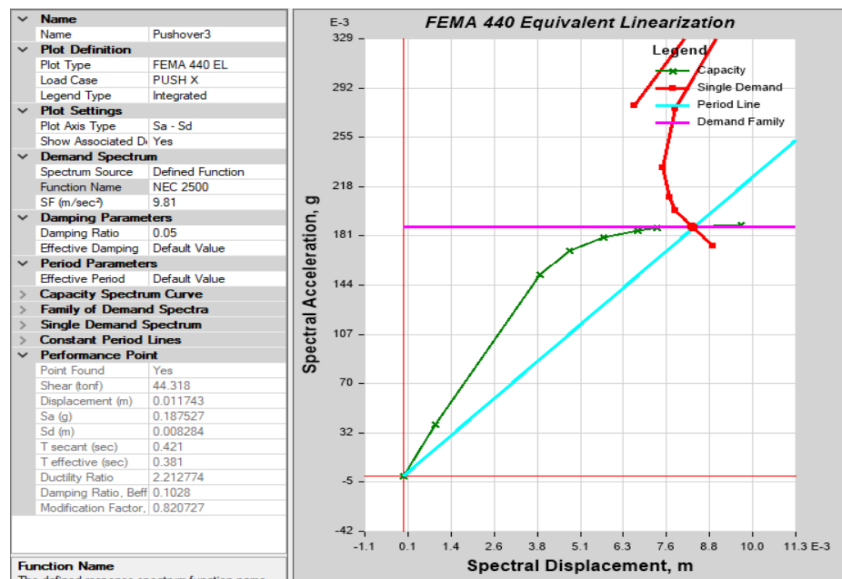
Figura 188: Punto de desempeño sismo Raro en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Raro viene dado por un cortante de 40.52 Tn y un desplazamiento de 0.72 cm

Figura 189: Punto de desempeño sismo Muy Raro en X



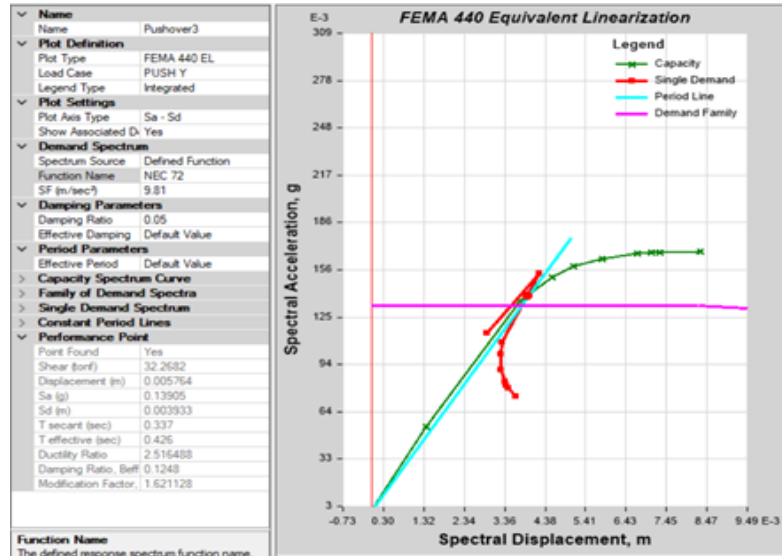
Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Muy Raro viene dado por un cortante de 44.31 Tn y un desplazamiento de 1.17 cm.

- **Para el sentido Y**

El software presenta los resultados del punto de desempeño en términos de cortante y desplazamiento.

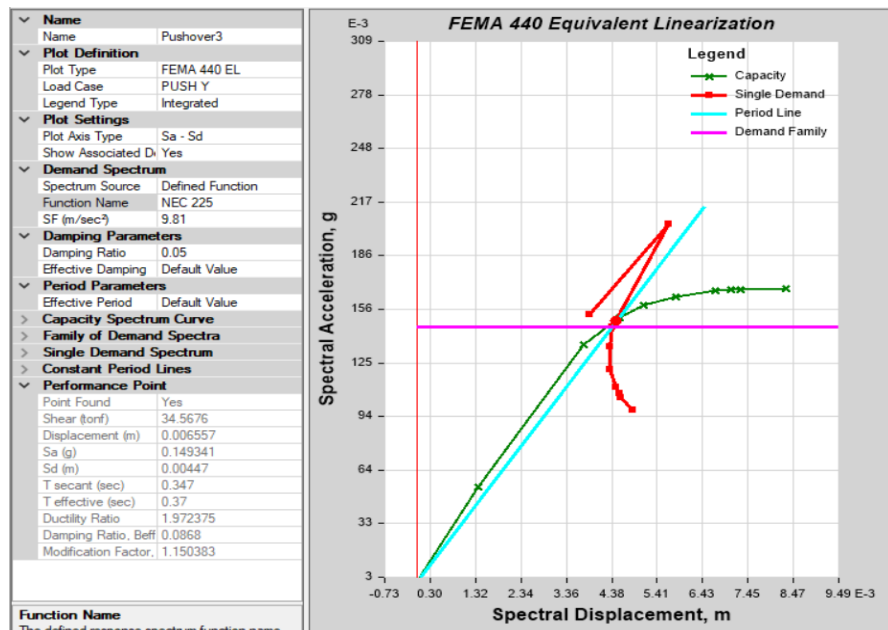
Figura 190: Punto de desempeño sismo Frecuente en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo frecuente viene dado por un cortante de 32.26 Tn y un desplazamiento de 0.57 cm.

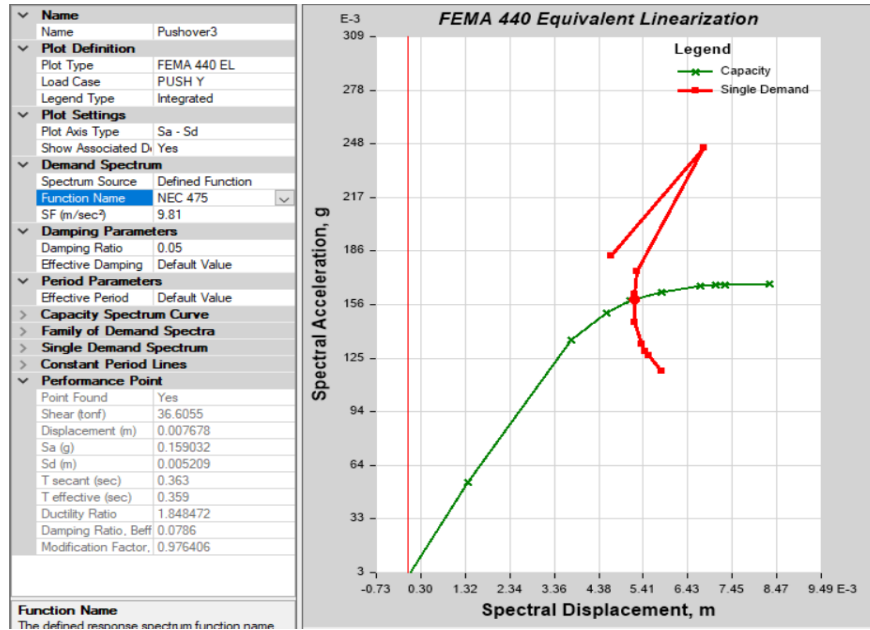
Figura 191: Punto de desempeño sismo Ocasional en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Ocasional viene dado por un cortante de 34.56 Tn y un desplazamiento de 0.67 cm.

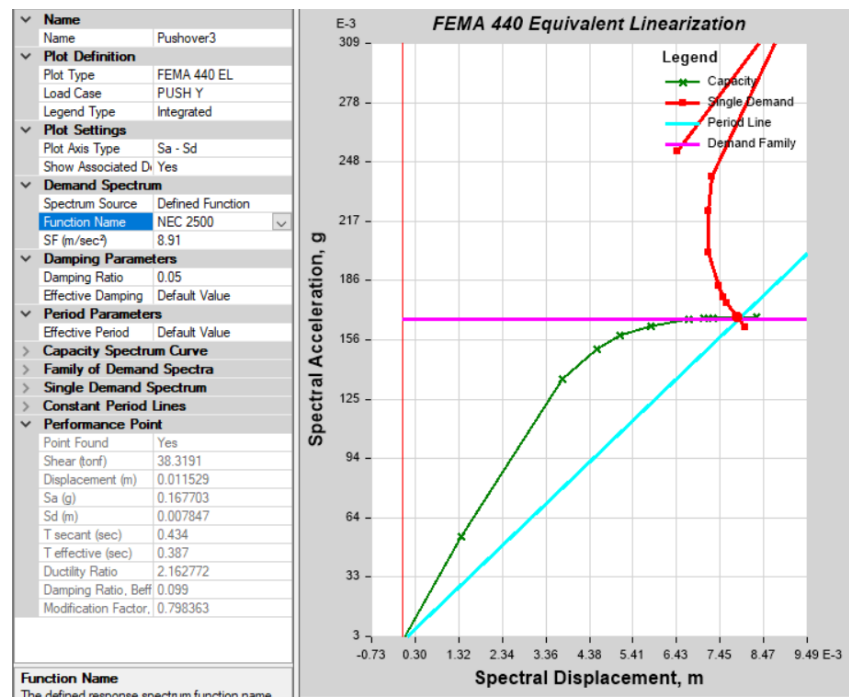
Figura 192: Punto de desempeño sismo Raro en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Raro viene dado por un cortante de 36.60 Tn y un desplazamiento de 0.77 cm.

Figura 193: Punto de desempeño sismo Muy Raro en Y



Fuente: ETABS 2018

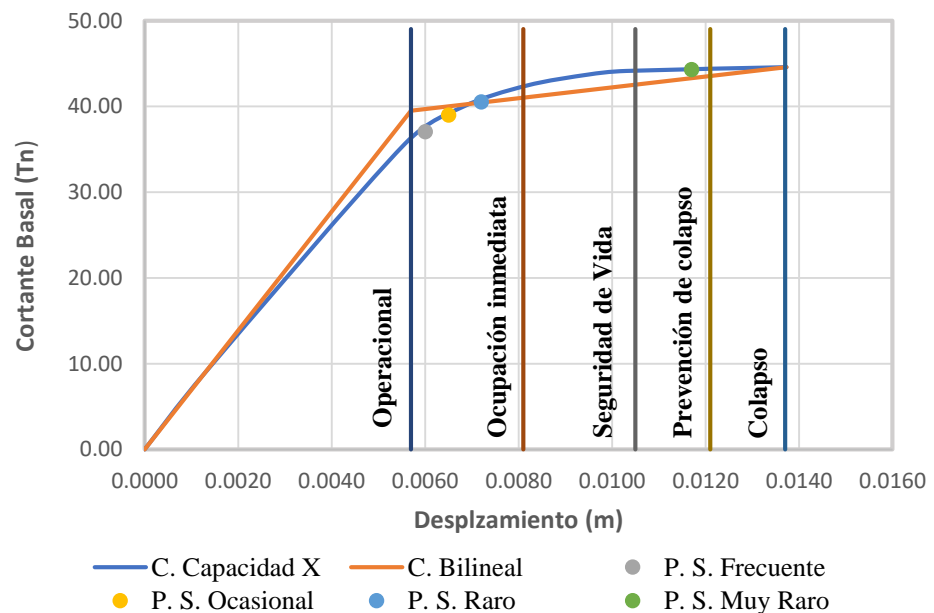
El punto de desempeño para un sismo Muy Raro viene dado por un cortante de 38.31 Tn y un desplazamiento de 1.15 cm

- **Evaluación del desempeño sísmico**

Mediante este análisis se puede obtener el desempeño sísmico de la estructura cuando ha sido sometida a distintos niveles de amenaza sísmica.

- **Para X**

Figura 194: Desempeño Sísmico del edificio en X



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar en el gráfico anterior para un sismo frecuente la estructura tiene un punto de desempeño que se encuentra en la zona de ocupación inmediata, es el mismo caso para los niveles de amenaza ocasional y Raro, en cambio para el muy raro tiene un punto de desempeño que se sitúa en el prolapso., debido a que es una ocupación de un laboratorio se puede decir que cumple con los objetivos de desempeño.

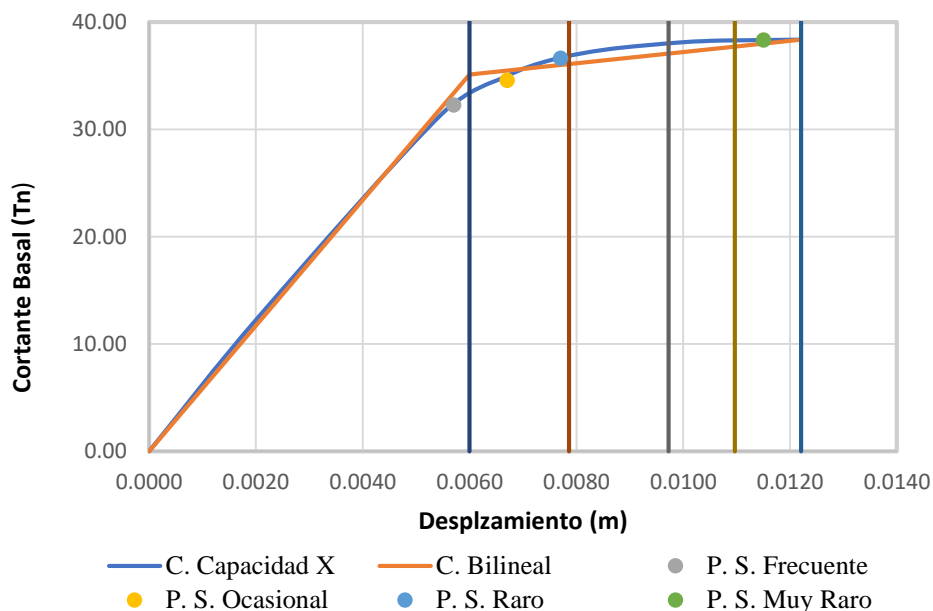
Tabla 97: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Héctor Salán

-Para Y

Figura 195: Desempeño sísmico del edificio en Y



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar en el gráfico 192 para un sismo frecuente la estructura tiene un punto de desempeño que se encuentra en la zona Operacional, por otro lado, para los niveles de amenaza ocasional y Raro este se encuentra en la zona que corresponde a Ocupación Inmediata, en cambio para el muy raro tiene un punto de desempeño que se sitúa en el prolapso., debido a que es una ocupación de un laboratorio se puede deducir que cumple con los objetivos de desempeño.

Tabla 98: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Héctor Salán

Vibración ambiental

En una estructura se producen vibraciones por causas externas o internas en el edificio, entre las posibles causas internas de producirse vibraciones son al caminar, saltar, correr, bailar o hacer alguna actividad que demanda de un desgaste físico y las causas externas para que se produzcan vibraciones son es el paso de maquinaria pesada cerca del edificio y la influencia que puede llegar a tener el viento al golpear a la estructura [27].

Estas vibraciones ambientales son conocidas como micro vibraciones, microtemblores ya que no se encuentran asociados con eventos sísmicos producidas directamente por la naturaleza. Los valores de estas pequeñas vibraciones se encuentran dentro del rango entre los 0.1s y 1s [25].

Para realizar un análisis dinámico a una estructura mediante vibraciones ambientales se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Inspección de calidad de obra, aquí se refiere al comportamiento de la estructura a este tipo de vibraciones.
- Inspección de daños provocados por sismos.
- Comprobación si la estructura ha pasado por algo tipo de reparación o rehabilitación total o parcial en su infraestructura.
- Controlar la vida útil de la edificación e identificar daños estructurales provocados por algún tipo de sismo y se vean afectados sus elementos principales de estructuración.

Periodo medido con vibración ambiental y mediante sismos.

Es importante diferenciar los posibles daños que una estructura recibe al pasar por uno de estos tipos de vibraciones ya que en un evento sísmico el periodo fundamental de vibración de la estructura es demasíadamente grande al periodo que se genera por vibraciones naturales sean estas por ruidos, transito e inclusive el viento según el estudio hecho por diferentes investigadores a nivel mundial [28].

Un ejemplo claro sobre este tema es el que realizo Muria-Vila (1989), en el cual un edificio de 30 pisos ubicado en el centro de San Francisco en Estados Unidos, comparo los periodos obtenidos por el sismo que se produjo en esa ciudad llamada Loma Prieta con un valor de 2.63s a diferencia de pruebas de vibración ambientales que dio un valor de 1.70s, encontrando una diferencia de al menos el 55% entre uno y otro [27].

Formulas empíricas para el cálculo del periodo fundamental de la estructura

Existe en nuestro medio algunos libros e inclusive normas en las cuales comentan sobre la utilización de fórmulas empíricas para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que se ha tomado este criterio del libro de Bard (1992), en el cual nos propone las siguientes ecuaciones para la obtención del periodo siempre y cuando se realice la mejor relación para edificios de acero y estructuras a porticadas de hormigón armado. Cabe recalcar que este periodo fundamental de vibración no depende de los materiales ni la cantidad de acero utilizado o inclusive las dimensiones de los elementos estructurales sino depende exclusivamente de sus fuerzas laterales sea este edificio de acero o hormigón [28].

Tabla 99: Coeficientes de Bard

Tipo de resistencia estructural lateral	Formula empírica
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$
A porticado	$P = 0.036 H$
Acero	$P = 0.040 H$
Muro de corte + mixto + mampostería	$P = 0.019 H$

Fuente: F. Espinoza (199)

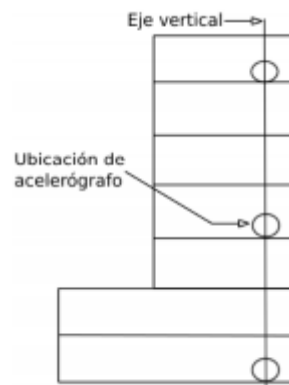
Metodología para vibraciones ambientales

Los ensayos que se prácticas para un análisis de vibraciones ambientales son de tipo no destructivo, esto quiere decir que se emplean mecanismos de alta tecnología en este caso acelerómetros que son puestos en diferentes puntos de la estructura, mediante este procedimiento se puede observar como es el comportamiento del edificio mediante cargas del ambiente de forma externa o interna [25].

Para el empleo de este análisis se lo puede realizar con dos tipos de equipos, el primero es un equipo portátil el cual nos da resultados en situ correspondiente a ese momento en el cual se emplea el análisis, el segundo equipo es de carácter permanente ya que son ubicados varios sensores a lo largo de la estructura para que en diferentes tiempos y vibraciones sean estas ambientales o sísmicas se vaya monitoreando conforme a lo establecido [27].

Al analizar el edificio mediante vibraciones es recomendable utilizar el equipo portátil ya que son acelerómetros que van ubicados en un mismo eje, dependiendo del número de pisos que tenga la estructura. En la Figura 193 se observa como son colocados estos equipos, que a diferencia de los equipos permanentes estos son por empleados por periodos de tiempo.

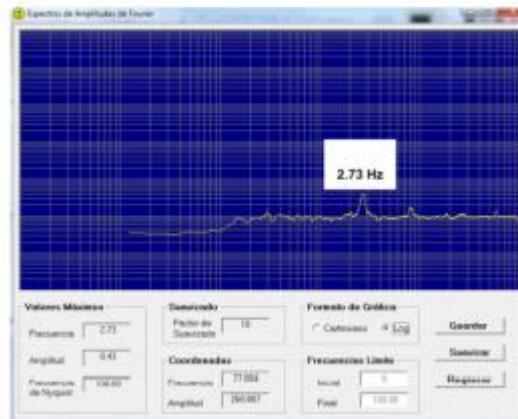
Figura 196: Ubicación de acelerógrafos



Fuente: Héctor Salán

Al ubicar este equipo en el edificio, el procedimiento para el análisis del periodo natural por medio de vibraciones ambientales es utilizar la técnica de Peak-Picking con el soporte de un software, que consiste en la aplicación rápida de Fourier a una señal del tiempo para transformar el dominio de frecuencia, en la Figura 159 observamos cómo se produce estas vibraciones en el edificio [27].

Figura 197: Espectro de Amplitudes de Fourier



Fuente: J. Trujillo (2011)

Comparación de periodos de vibración

Para el cálculo del periodo fundamental de la estructura usando equipos de medición ambiental se lo realiza de manera aproximada, de esta manera podemos considerar las siguientes formulas propuestas por Midorikawa (1990) que se basó en un estudio de 107 edificios de Santiago (Chile) y 21 de Viña del Mar (Chile), según su uso [28].

Tabla 100: Formulas empíricas de periodos fundamentales por Midorikawa (1990).

Estructuras Evaluadas	Formulas Empíricas	Periodo Fundamental
Edificios con muros de corte	$T = 0.05 N$	0.10 seg.
Edificios a porticados	$T = 0.11 N$	0.22 seg.
Edificios a porticados con muros de cortante	$T = 0.06 N$	0.12 seg.

Fuente: Héctor Salán

A partir de este cálculo es necesario calcular el periodo fundamental por el método de Bard (1992), considerando la altura de la estructura de 5.6 m.

Tabla 101: Formulas empíricas para el periodo fundamental Bard (1992)

Sistemas estructurales	Formulas empíricas	Periodo fundamental
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$	0.192
A porticados	$P = 0.036 H$	0.202

Acero	$P = 0.040 H$	0.224
Muro de corte + mixto+ mampostería.	$P = 0.019 H$	0.106

Fuente: Héctor Salán

Al constatar este procedimiento para el cálculo del periodo de vibración por medio de vibraciones ambientales en una estructura, es necesario comparar los valores obtenidos por el programa ETABS 2018, que realiza un análisis lineal de la estructura dándonos como resultados un periodo fundamental el cual servirá para determinar la relación que existe entre cada análisis y verificar su validez [25].

Tabla 102: Comparación de periodos de la estructura

Sistemas Estructurales	Formulas Empíricas		Modelo analítico de la estructura
	Midorikawa	Bard	
Muros de corte	0.1	0.192	-
A porticados	0.22	0.202	0.279
A porticados con muros de corte	0.12	0.106	-

Fuente: Héctor Salán

Frecuencia fundamental del edificio.

Para el cálculo de la frecuencia de la estructura la relación que predomina en el análisis es la de H/T , ya que es un índice de rigidez que tiene la estructura en unidades de (m/s), el parámetro fundamental en esta relación es T ya que indica el periodo fundamental de vibración de manera empírica [27].

De tal manera que Guendelman & Lindenberg (1997), expresan sus estudios obtenidos de varios edificios con valores de H/T en la tabla 101 estableciendo los indicadores de rigidez de la siguiente forma:

Tabla 103: Indicadores de rigidez

Relación H/T	Índice
$H/T < 20$	Demasiado flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Demasiado rígido

Fuente: Guendelman & Lindenberg (1997)

En el análisis de diferentes edificios después del sismo del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar, Morino & Astroza (2002), estimar el daño de las estructuras en función del parámetro H/T [25].

Tabla 104: Nivel de daño en función del H/T

Parámetro H/T (m/s)	Nivel de daño
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

Fuente: Morino & Astroza, 2002

Al tener la ayuda de estas tablas de dos diferentes criterios podemos observar que en los indicadores de rigidez puede llegar una estructura a ser demasiada flexible lo que nos daría valores menores a 20 m/s, pero tal vez no nos indica los daños que puede sufrir la edificación al momento de las vibraciones, lo que a diferencia de la tabla 100 nos indica el nivel de daño del edificio y nos entrega valores en el cual puede encontrarse la estructura, llegando a ser coeficientes menores a 30 m/s donde tuvieran un daño mayor en los elementos estructurales o inclusive ya este colapsada ese edificio [28].

En la tabla 103 se detalla los parámetros utilizados en el análisis, tanto de vibraciones ambientales como el de la frecuencia fundamental con los valores obtenidos de la estructura en estudio, tomando como soporte el indicador H/T, el índice de rigidez y el nivel de daño que puede tener la edificación.

Tabla 105: Indicadores de la estructura

Método de análisis	Periodo de vibración		Parámetro H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
	A porticados				

		A porticados con muros de corte			
Formulas Empíricas	0.22	-	25.45	Flexible	Daños estructurales
Estructura en estudio	0.279	-	20.07	Flexible	Daños estructurales

Fuente: Héctor Salán

En vista de que la estructura en estudio no necesito un reforzamiento ya que cumple con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) [27].

La estructura al encontrarse en un indicador de rigidez flexible, nos señala que posiblemente presente problemas con respecto a los desplazamientos que fijan las normas de análisis y diseño sísmico, no obstante, es importante recalcar que este método de vibraciones se realiza de manera experimental por lo que la estructura al ser analizada de manera estática y dinámica cumple con los requerimientos presentados en la normativa.

3.1.5 Análisis lineal del edificio del Laboratorio de Hormigón

Definición de Materiales

- Hormigón f^c : 235 kg/cm²
- Módulo elástico del Hormigón: $13100 \cdot \sqrt{f^c}$
- Acero de refuerzo f_y : 4200 kg/cm
- Acero del perfil metálico A36 f_y : 2530 kg/cm

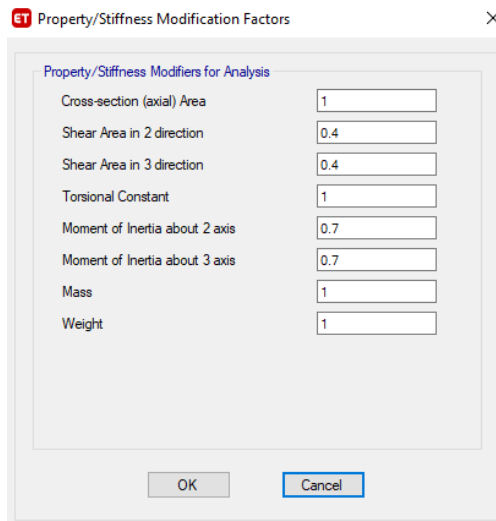
Definición de secciones

Para el diseño de la estructura es importante definir nuestras secciones tanto de vigas, columnas y losas con sus respectivas dimensiones y armados, para de esa manera comenzar con la modelación. En las tablas 18 y 19 del capítulo podemos encontrar las secciones que vamos a utilizar para el modelamiento del edificio.

Inercias agrietadas

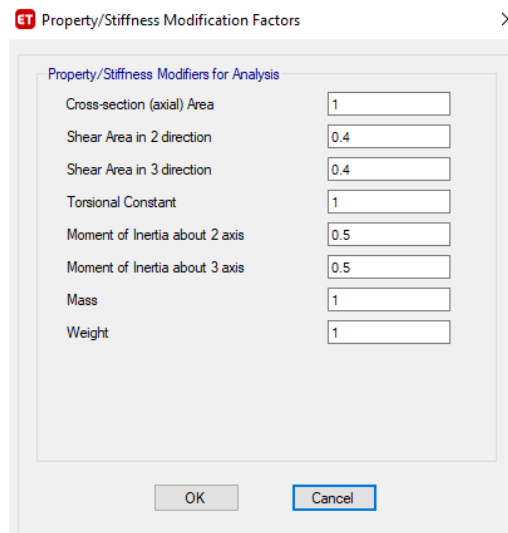
Los valores de vigas y columnas con respecto a sus inercias cambian para el análisis no lineal según la norma ATC-40 siendo estos valores presentados en las siguientes figuras:

Figura 198: Inercias agrietadas para columnas



Fuente: ETABS 2018

Figura 199: Inercias agrietadas para vigas

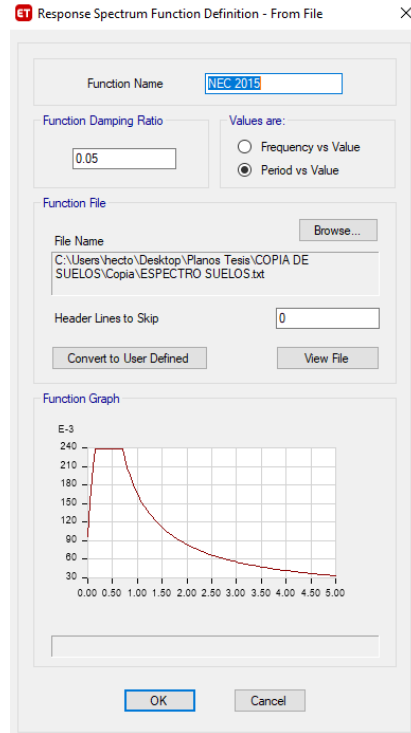


Fuente: ETABS 2018

Definición del espectro de respuesta sísmica

Se define el espectro de respuesta por la NEC SE DS 2015, con los valores propuestos para un suelo tipo D.

Figura 200: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015



Fuente: ETABS 2018

- **Definición del cortante basal estático**

Se estima el valor del cortante basal se calcula mediante la fórmula siguiente proporcionada por la NEC 2015.

$$T = C_t * h_n$$

Donde:

C_t , α : Coeficiente que depende del tipo edificio

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

Tabla 106: Parámetros para el cálculo del período de vibración

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

$$T=0.055 * 6.95 ^ 0.9$$

$$T=0.3149 \text{ s}$$

El periodo fundamental de la estructura es de 0.3149 seg que luego será contrastado con el periodo arrojado por ETABS.

El valor de C para la definición de las cargas estáticas sísmicas es calculado en base a su aceleración con respecto a su factor de importancia y sus irregularidades:

Tabla 107: Coeficiente de sismicidad

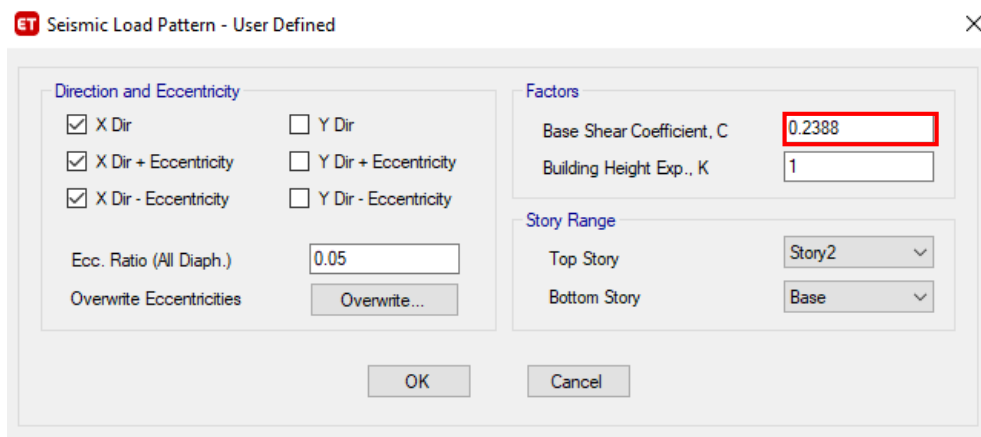
CARGA SÍSMICA	
Z (g)	0.4
I	1.3
R	8
Φ _p	0.9
Φ _e	0.9
C _t	0.055
α	0.9
hn (m)	6.95
η	2.48
F _a	1.2
F _d	1.19
F _s	1.28
r	1
T _c	0.6981
T _o	0.1269
T _a	0.3149
S _a (T)	1.1904
V - C	0.2388

k	1.000
----------	--------------

Fuente: Héctor Salán

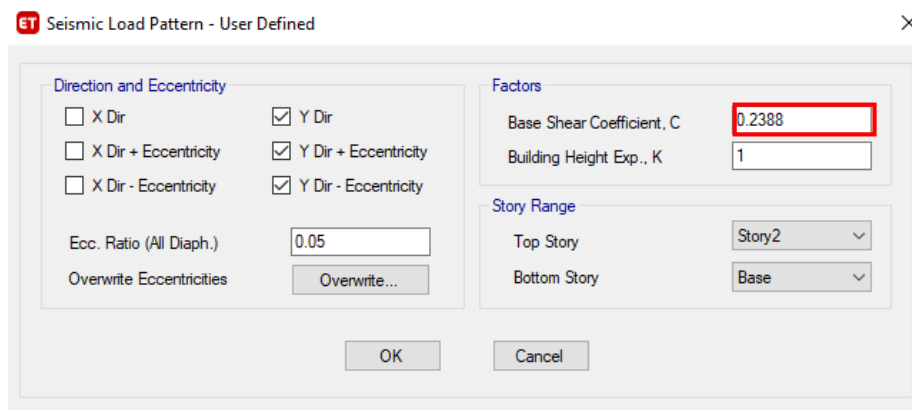
Entonces las cargas sísmicas estáticas quedan definidas de la siguiente manera

Figura 201: Carga sísmica estática en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 202: Carga sísmica estática en Y

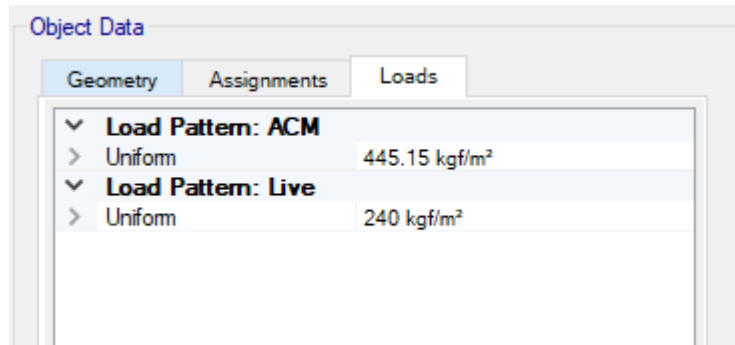


Fuente: ETABS 2018

- **Asignación de cargas**

La estructura se encuentra sometida a cargas vivas y muertas, la carga muerta cuantificada tiene un valor de 445.15 kg/m² y la carga viva para las áreas destinadas a acumulación de personal administrativo y sala de profesores corresponde a 240 Kg/m², el área de corredores tiene un peso de 400 Kg/m² como carga viva del edificio.

Figura 203: Estado de cargas del nivel 2.95



Fuente: ETABS 2018

- **Análisis de resultados**

Se realizan los siguientes chequeos para verificar que la estructura cumpla con los requerimientos de la NEC SE DS 2015

- **Periodo de vibración**

El periodo de vibración del edificio se obtendrá del software ETABS una vez realizado el análisis modal espectral, posteriormente se comparará con el periodo calculado por la fórmula dada por la NEC, este valor ya fue calculado con anterioridad.

El periodo arrojado por ETABS, no deberá exceder en 1.3 veces al periodo de vibración calculado en base a la normativa.

Tabla 108: Periodo fundamental de la estructura

MODO	Periodo (seg)
1	0.416
2	0.392
3	0.354
4	0.007
5	0.007
6	0.007

Fuente: Héctor Salán

Verificación de parámetro

$$T_{NEC} = 0.3149 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} = 0.416 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} \leq 1.3 T_{NEC}$$

$$0.416 s \leq 1.3 (0.3149 s)$$

$$0.416 s \leq 0.409 s \quad \text{No Cumple}$$

Se observa que este chequeo cumple con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- Torsión en Planta

El fin de este chequeo es comprobar que la estructura posea un movimiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, debido a que en estos dos modos existe mayor disipación de energía y conviene que no exista desplazamiento rotacional.

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

Si, % torsión > 30% entonces; Torsional

Si, % torsión < 30% entonces; Traslacional

Tabla 109: Desplazamiento en X, Y, Z

Modo	UX	UY	RZ
1	0.024	0.709	0.267
2	0.961	0.039	0.001
3	0.016	0.252	0.732
4	0	0	1
5	0	0	1
6	0	0	1

Fuente: Héctor Salán

- **Primer modo de vibración**

Para el movimiento en Y:

$$\%Torsión = \frac{0.267}{0.709} \times 100$$

$$\%Torsión = 37.66\%$$

MOVIMIENTO TORCIONAL EN X

- **Segundo modo de vibración**

Para el movimiento en X:

$$\%Torsión = \frac{0.001}{0.961} \times 100$$

$$\%Torsión = 0.10\%$$

MOVIMIENTO TRASLACIONAL EN Y

- **Tercer modo de vibración**

Para el movimiento alrededor de Z:

$$\%Torsión = \frac{0.732}{0.016} \times 100$$

$$\%Torsión = 4575\%$$

MOVIMIENTO TORSIONAL ALREDEDOR DE Z

Según la tabla 110, la edificación presenta un comportamiento torcional en el primer y tercer modo de vibración, siendo mayor al 30% de la participación rotacional permitida, por lo que sufre de torsión en planta debido a la configuración estructural.

En las siguientes figuras se presenta el comportamiento que tiene la estructura en el primer, segundo y tercer modo de vibración:

Pendiente

Masa Acumulada

Al referirnos de una masa modal acumulada es necesario establecer los criterios que nos da la Normativa Ecuatoriana NEC-SE-DS, con respecto a este parámetro. En la sección 6.2.2 nos dice que para el análisis dinámico espectral todos los modos de vibración de la estructura se encuentran dentro de la participación modal acumulada lo que asegura que se junte al menos un 90% en la dirección horizontal de la masa total del edificio.

Tabla 110: Valores de masa acumulada

MODO	Sum UX	Sum UY
1	0.0236	0.7094
2	0.9842	0.7479
3	1	0.9953
4	1	1
5	1	1

6	1	1
---	---	---

Fuente: Héctor Salán

Cabe mencionar que los resultados expuestos en la tabla 110 muestran las masas acumuladas en cada modo de vibración, lo que al seguir los lineamientos de la NEC-2015 el 90% de masa acumulada se encuentra en el segundo modo de vibración en la dirección X y en el tercer modo en el sentido Y, de esta forma se determina que ambos casos cumplen con el requerimiento del porcentaje establecido para el análisis.

- **Cortante basal estático Vs cortante basal dinámico**

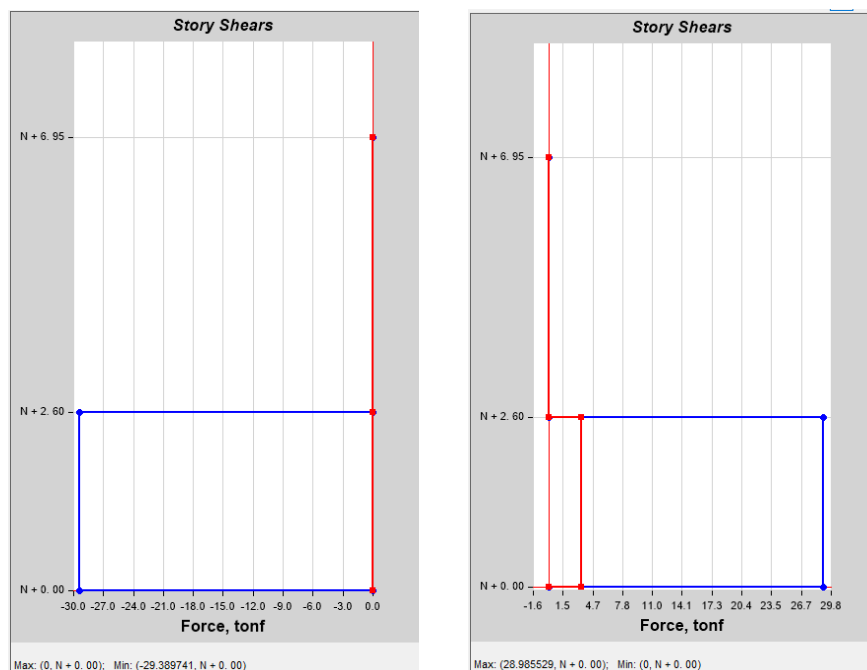
En el chequeo del cortante basal estático Vs el dinámicos la NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 verifica que el cortante dinámico no sea menor al 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares, a su vez no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares.

Tabla 111: Cortante basal estático y dinámico NEC 2015

Dirección	Cortante estático (Tn)	Cortante Dinámico (Tn)	Porcentaje %	Chequeo
X	29.39	28.98	98.60	Cumple
Y	29.39	25.86	87.98	Cumple

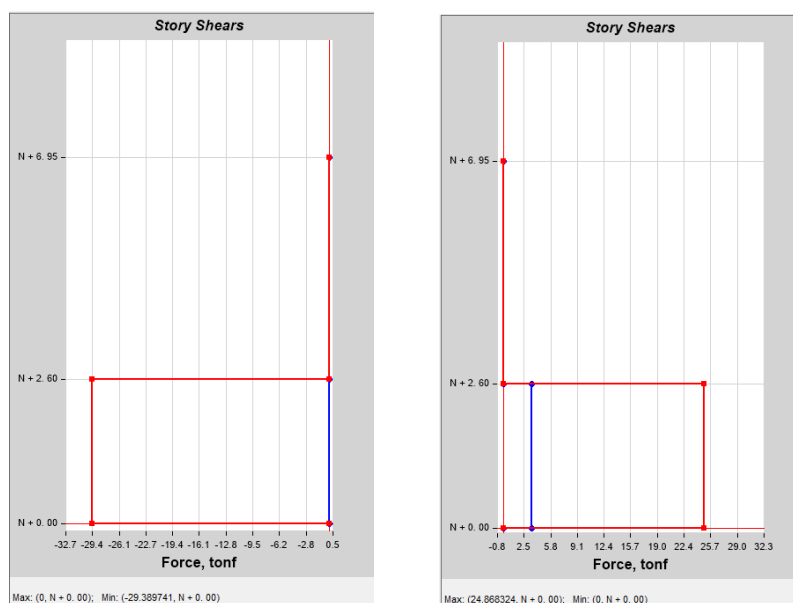
Fuente: Héctor Salán

Figura 204: Diagrama de cortante estático vs dinámico en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 205: Diagrama de cortante estático vs dinámico en Y



Fuente: ETABS 2018

No fue necesario hacer ningún ajuste para cumplir con los porcentajes de cortante basal dinámico.

Chequeo de derivas de piso

La NEC – SE -DS 2015 señala que las derivas de piso máximas para estructuras de hormigón armado, estructura metálica y madera son del 2%, mientras que para el caso de edificios de mampostería la deriva inelástica es máximo 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:

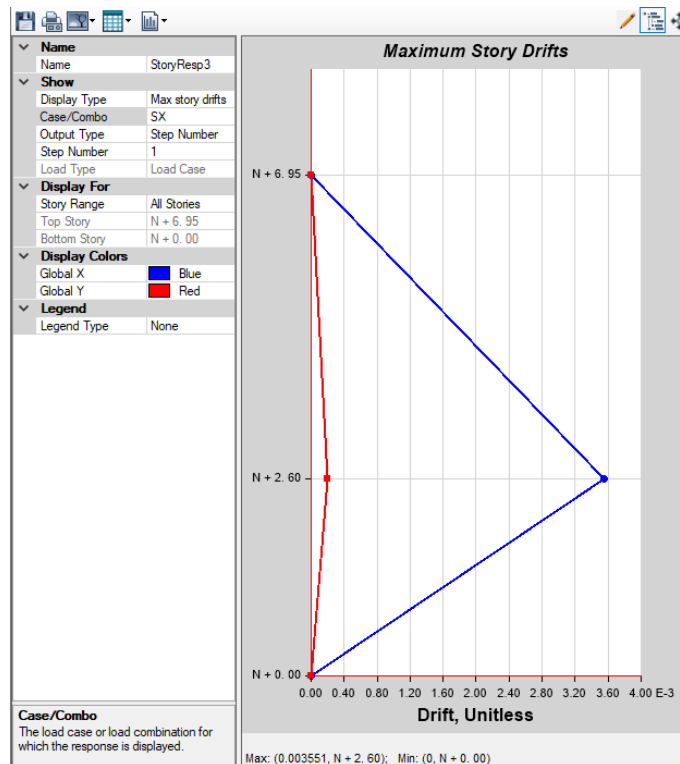
Δ_M : Deriva inelástica máxima

Δ_E : Deriva elástica máxima

R: Factor de reducción de resistencia

- **Cálculo de derivas estáticas**
- **En X**

Figura 206: Deriva estática en X



Fuente: ETABS 2018

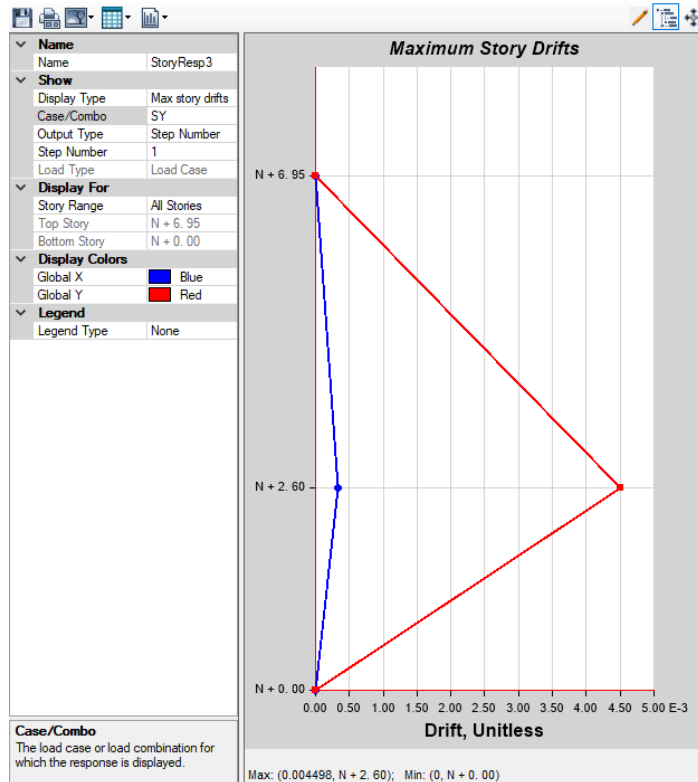
$$\Delta_E = 0.003551$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.003551$$

$$\Delta_M = 0.0213$$

$$\Delta_M = 2.13\% \text{ No Cumple la Normativa}$$

Figura 207: Deriva estática en Y



Fuente: ETABS 2018

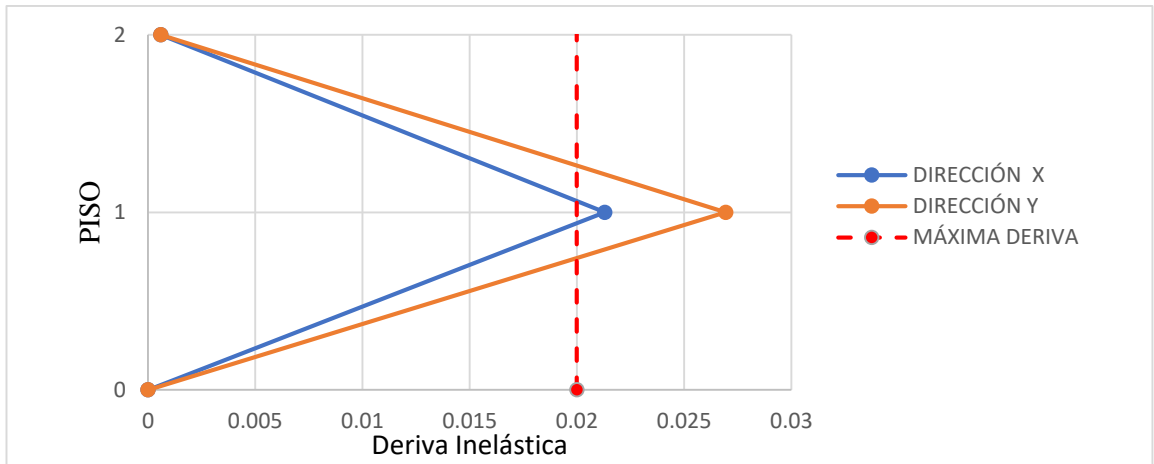
$$\Delta_E = 0.004498$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.004498$$

$$\Delta_M = 0.0269$$

$$\Delta_M = 2.69\% \text{ No Cumple la Normativa}$$

Figura 208: Derivas estáticas en la dirección X y Y

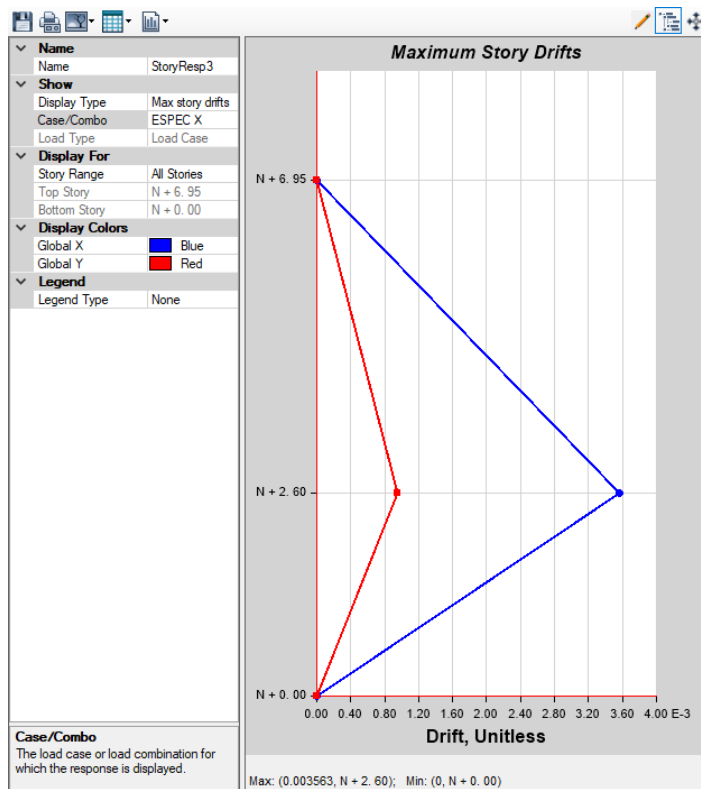


Fuente: Héctor Salán

- Cálculo de derivas dinámicas

Para x

Figura 209: Deriva dinámica en X



Fuente: ETABS 2018

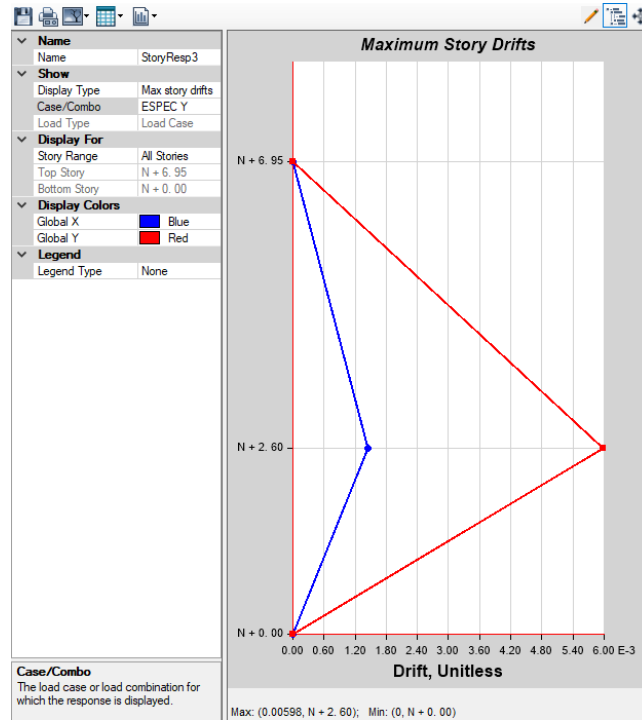
$$\Delta_E = 0.003563$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.003563$$

$$\Delta_M = 0.0214$$

$$\Delta_M = 2.14\% \quad \text{No Cumple la Normativa}$$

Figura 210: Deriva Dinámica en Y



Fuente: ETABS 2018

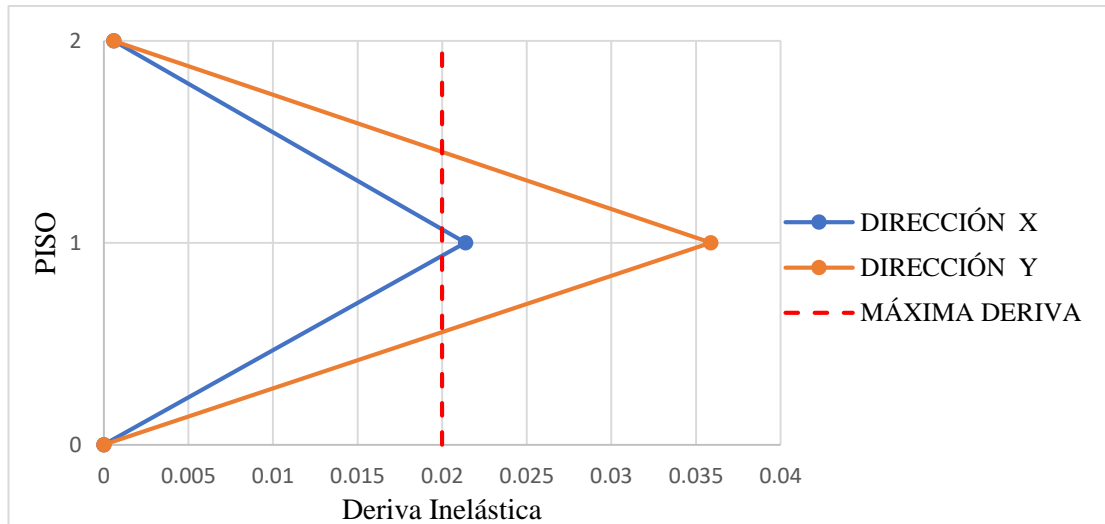
$$\Delta_E = 0.00598$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.00598$$

$$\Delta_M = 0.0356$$

$$\Delta_M = 3.56\% \quad \text{No Cumple la Normativa}$$

Figura 211: Derivas dinámicas en las direcciones X y Y



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar, todas las derivas no cumplen ya que son mayores al 2%, por ende, se encuentran fuera del rango permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Resistencia de los elementos estructurales

Es de vital importancia cuantificar, calcular y determinar si cada elemento estructural es capaz de resistir las solicitaciones que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), por lo que se emplean diferentes chequeos en el análisis lineal para su diseño.

Tanto vigas, columnas y losas son empleadas para el diseño de la estructura, por lo que al momento de realizar algún chequeo siempre es recomendable trabajar con resistencias de diseño mediante cargas mayoradas como nos indica la NEC-SE-CG en la sección 3.4.3 de combinaciones de cargas:

- 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 Viva

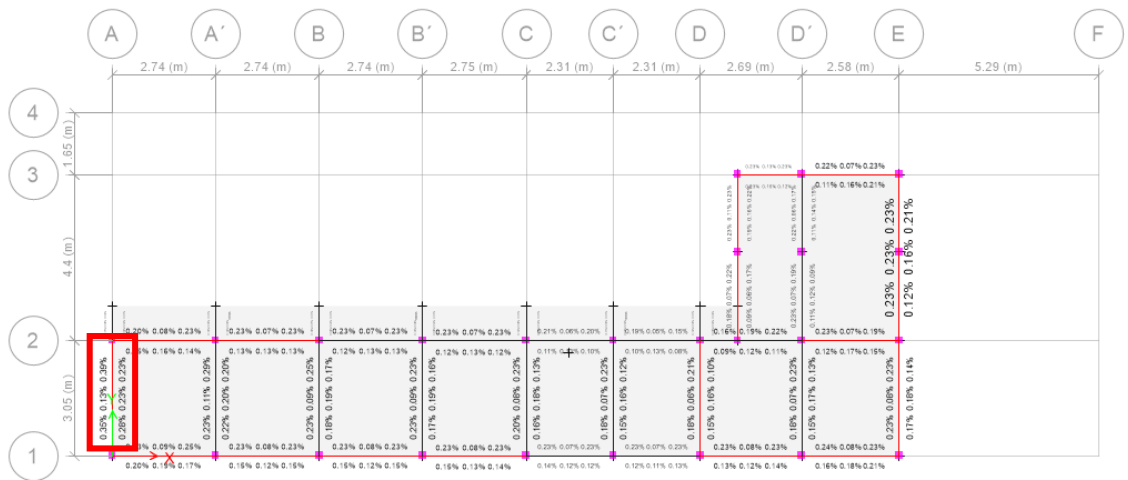
E: Carga Sísmica

D: Carga Muerta

Chequeo de vigas

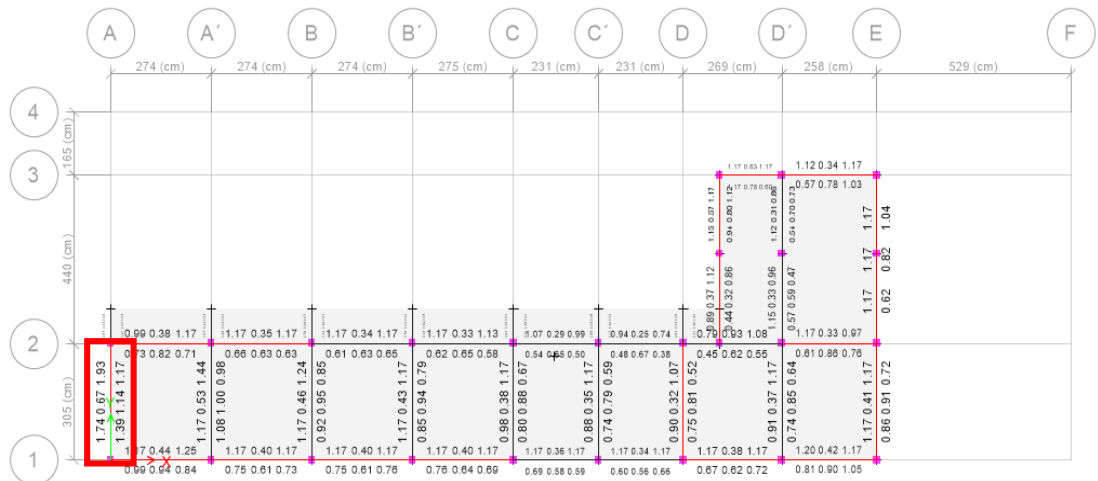
A continuación, se muestra una figura con las solicitaciones de acero en vigas

Figura 212: Porcentajes de acero en vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 213: Acero de refuerzo en cm² en vigas.



Fuente: Hector Salan

Figura 214: Momento de Diseño y refuerzo por momento

	Momento de diseño -	Momento de diseño +	Refuerzo momento -	Refuerzo momento +	Refuerzo mínimo	Refuerzo requerido
	(ton-m)	(ton-m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Superior (+2 ejes)	-2.3552	-	0.45	0	0.6	0.6
Inferior (-2 ejes)	-	3.6943	0	0.71	0.95	0.95

Fuente: Héctor Salán

La cuantía de acero es:

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

$$\rho = \frac{0.95 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 20.7 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00184 = 0.1835 \%$$

Comprobación de requerimientos del acero

En el cálculo del acero longitudinal mínimo a tracción en vigas no debe ser menor al valor obtenido por la siguiente ecuación:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 25 * 20.70$$

$$As_{min} = 1.725 \text{ cm}^2$$

Se puede apreciar que el acero mínimo calculado es mayor que el acero calculado por el programa esto quiere decir que la estructura esta subdimensionada y que no cumple con los estándares requeridos por la NEC 2015.

Para el valor del acero máximo en la viga determinamos con la ecuación de la cuantía de refuerzo siempre y cuando esta no exceda al 50% de la cuantía balanceada.

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

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

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{235}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.02425$$

$$\rho_{max} = 0.01212 = 1.21\%$$

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

$$A_{s_{max}} = 0.0121 * 25 * 20.70$$

$$A_{s_{max}} = 6.26 \text{ cm}^2$$

Al determinar el acero que requiera nuestra estructura para diseño que es de 0.95 cm² siendo inferior al valor del acero máximo permitido de 6.26 cm², podemos concluir que la mayoría de las vigas no presentan un diseño adecuado ya que no son capaces de soportar las solicitaciones de la estructura propuesto por la NEC-2015.

Chequeo a corte de vigas

Para el diseño a corte de vigas escogemos la más demandada y ejecutamos la siguiente tabla:

Tabla 112: Resumen de diseño a corte

Cortante / Torsión para V_{u2} y T_u				
Refuerzo A _{ves} (cm ² /m)	Diseño V _{u2} (ton)	Diseño T _u (ton-m)	Diseño M _{u3} (ton-m)	Diseño P _u (ton)
0.0385	16.001	0.0971	-14.93	0
Fuerzas de diseño				
Factorizado V _{u2} (ton)	Factorizado M _{u3} (ton)	Diseño V _{u2} (ton)	Capacidad V _p (ton)	Gravedad V _g (ton)
14.93	-14.93	16.001	6.0174	5.89

Fuente: Héctor Salán

Corroboramos que los datos obtenidos cumplan con los requerimientos de la ACI 2014.

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

$$A_{vmin} = 0.0625 * \sqrt{235kg/cm^2} * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{25cm * 10cm}{4200 kg/cm^2}$$

$$A_{vmin} = 0.0570 \geq 0.0208$$

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

$$0.0385 > 0.0570 \quad \text{No Cumple}$$

Chequeo de torsión en viga

En este parámetro se permite desestimar los efectos de torsión a razón del siguiente análisis:

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

Donde:

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

Tabla 113: Resultados de torsión

Fuerza de torsión y refuerzo de torsión				
T_u (ton-m)	ϕT_{th} (ton-m)	ϕT_{cr} (ton-m)	Área A_o (m²)	Perímetro, P_h (m)
0.0181	0.0856	0.3426	0.0152	0.544

Fuente: ETABS 2018

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

$$0.0181 \text{ ton. m} < 0.0856 \text{ ton. m}$$

- **Chequeo de columnas**

Mediante el análisis en el software se puede observar que el eje más demandado es aquel que corresponde al eje B6, así como se muestra en la siguiente figura

Tabla 114: Resumen de diseño de columna

Detalles del elemento Columna						
Nivel	Elemento	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+2.60	B6	C 25*25	2.60	0.25	0.25	0.06
Fuerza de diseño y Momento de diseño biaxial para P_u, M_{u2}, M_{u3}						

Diseño P_u (ton)	Diseño M_{u2} (ton-m)	Diseño M_{u3} (ton-m)	Mínimo M_2 (ton-m)	Mínimo M_3 (ton-m)	Porcentaje de acero %	Relación de capacidad
2.376	-0.2881	-1.628	0.0505	0.0505	1.74	0.32

Fuente: Héctor Salán

Figura 215: Porcentaje de acero en columnas

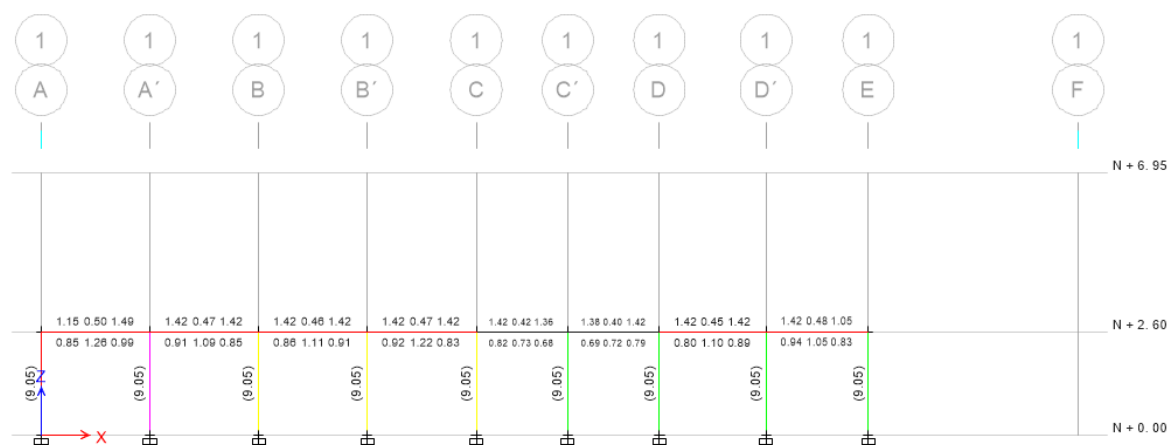


Fuente: ETABS 2018

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

$$\frac{A_s}{b * h} = 0.0226 \text{ (Cumple)}$$

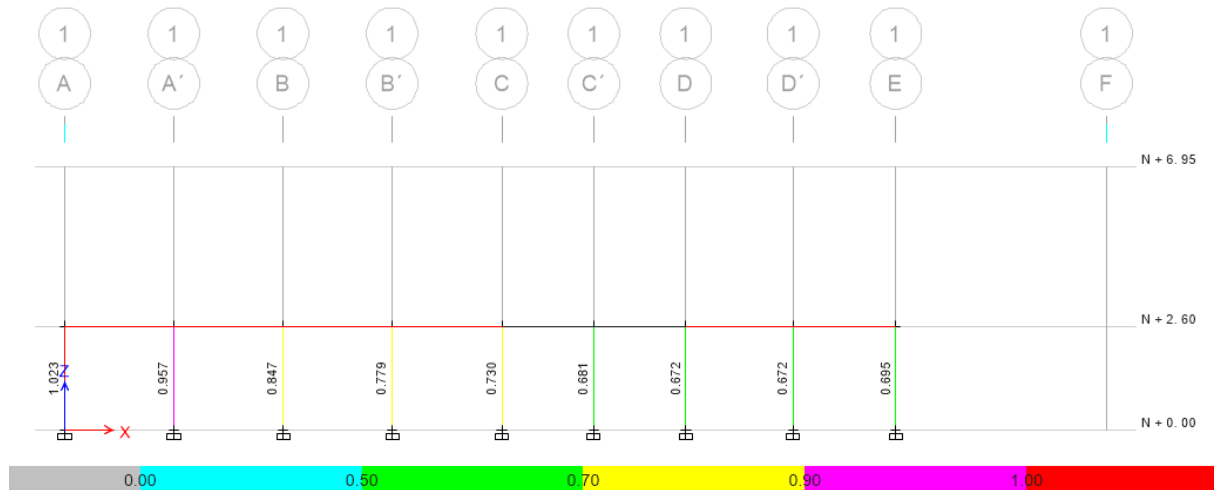
Figura 216: Cuantía de acero en columnas



Fuente: ETABS 2018

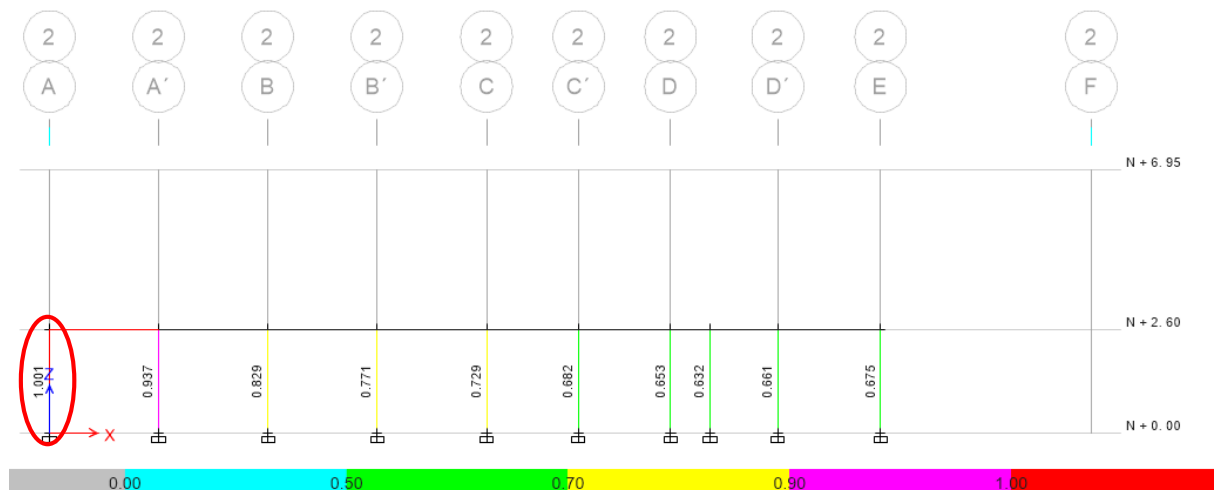
Con el porcentaje de acero ingresado par que el software lo chequee, se nota que ciertas columnas fallan, para comprobar esto se muestra los radios demanda capacidad que tiene la columna.

Figura 217: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 1



Fuente: ETABS 2018

Figura 218: Radio demanda capacidad en columnas del Eje 2



Fuente: ETABS 2018

Se observa que el radio demanda/capacidad para la columna más solicitada es de 1.082 que se encuentra en el Eje 2E, lo cual señala que la columna no tiene la suficiente capacidad para resistir las fuerzas aplicadas sobre ella. Debido a que es la única columna que no supera la capacidad se puede continuar con el análisis.

Chequeo de elementos estructurales bajo cargas gravitacionales

En este caso utilizaremos las siguientes combinaciones para analizar tanto a vigas como columnas cómo se comportan frente a estas solicitaciones.

1.4 D + 1.6 L

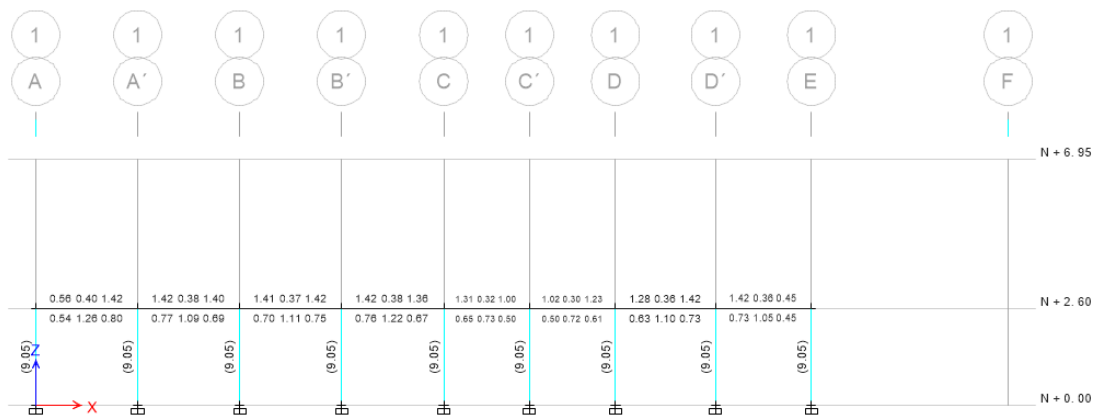
1.4 D

Donde:

D: Carga Muerta

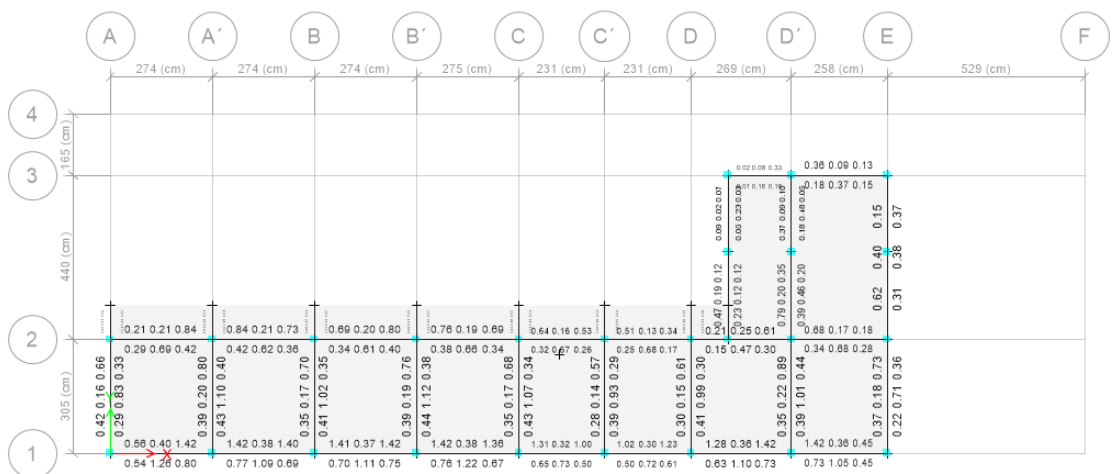
L: Carga Viva

Figura 219: Cuantía de acero de refuerzo en el Eje 1



Fuente: ETABS 2018

Figura 220: Cuantía de acero de refuerzo del piso N + 2.60m



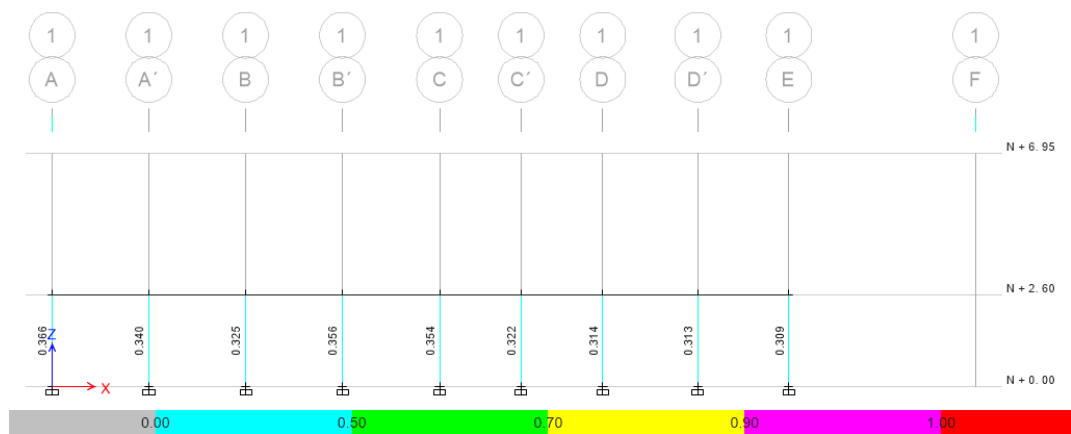
Fuente: ETABS 2018

En estos casos de cargas gravitacionales se puede observar que ningún elemento sea viga o columna presenta problemas en el diseño, lo que cumple con las solicitaciones requeridas para el análisis ya que la cuantía máxima permitida es del 0.68% en vigas y en columnas se encuentra dentro del rango del 1% al 3%.

Chequeo Demanda – Capacidad en columnas

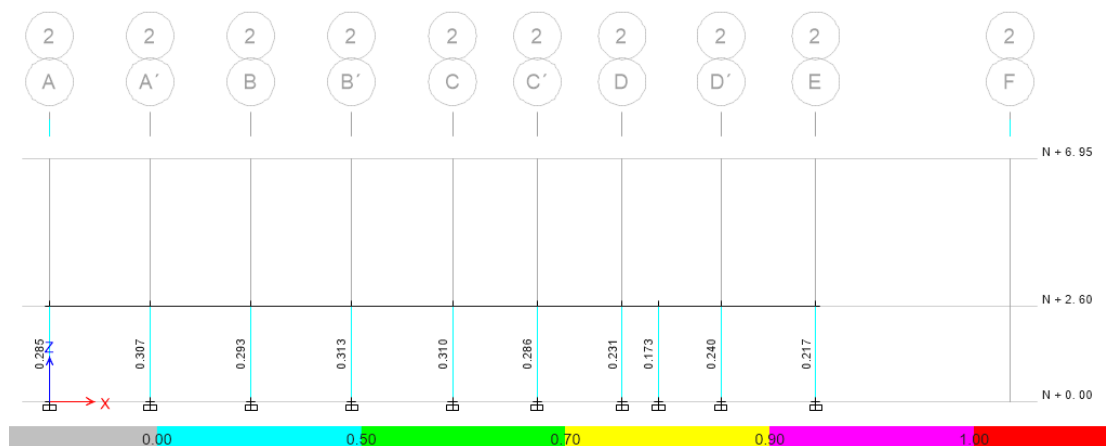
Al comprobar que los valores de demanda/capacidad son menores a 1 para las columnas en cada uno de los ejes de la estructura, se puede determinar que la carga gravitacional ejercida a la estructura cumple con la capacidad necesaria de demanda existentes por las solicitaciones del edificio, tal y como se muestra en las siguientes figuras de los pórticos más demandados:

Figura 221: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales



Fuente: ETABS 2018

Figura 222: Demanda/ capacidad bajo cargas gravitacionales



Fuente: ETABS 2018

3.1.5.1 Análisis estático no lineal

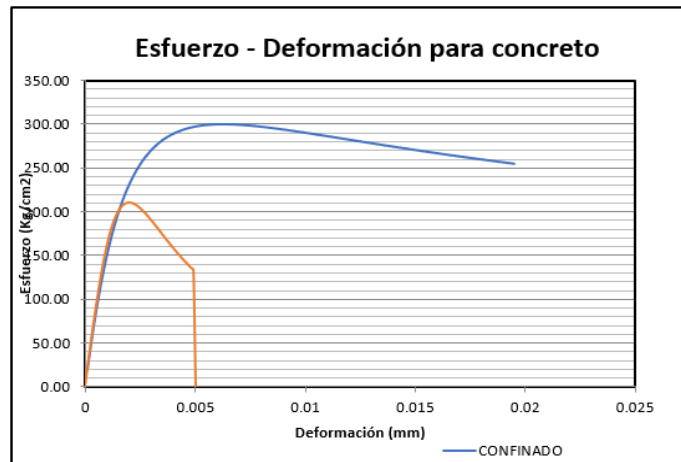
Al establecer cada uno de los parámetros y completar el análisis modal lineal de nuestra estructura, el siguiente procedimiento que se debe realizar es un análisis estático no lineal, en el cual se establecerá chequeos para obtener la curva de capacidad de la edificación, determinando el punto de desempeño que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- **Modelos constitutivos de los materiales**

En un análisis común o lineal no se consideran las propiedades no lineales de los materiales puesto que solamente se trabaja con un límite de fluencia, es por eso por lo que para este tipo de análisis se van a utilizar modelos apropiados para este fin.

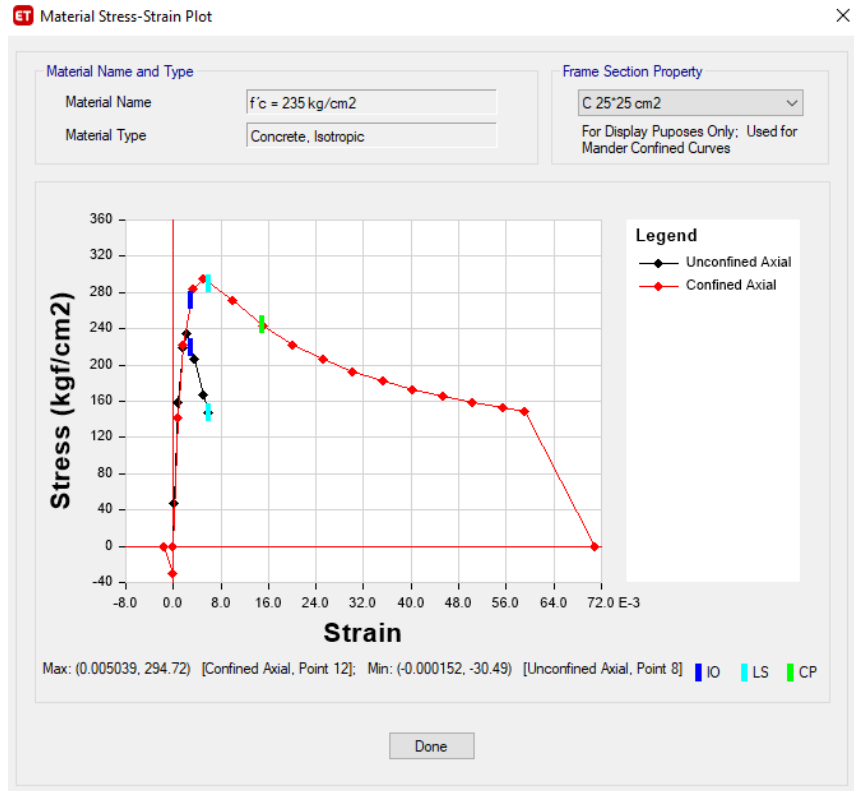
Para el caso del hormigón se va a usar el modelo de Mander de 1984 para un estado confinado y no confinado.

Figura 223: Modelo de Mander para el hormigón



Fuente: Héctor Salán

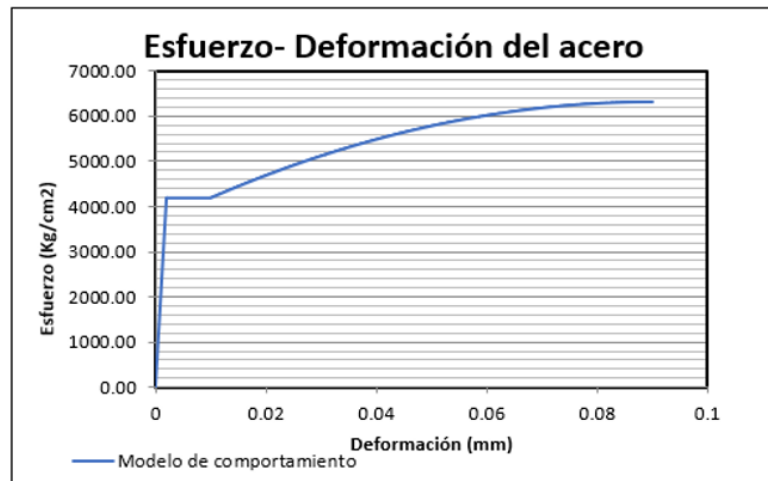
Figura 224: Modelo esfuerzo- deformación Mander



Fuente: ETABS 2018

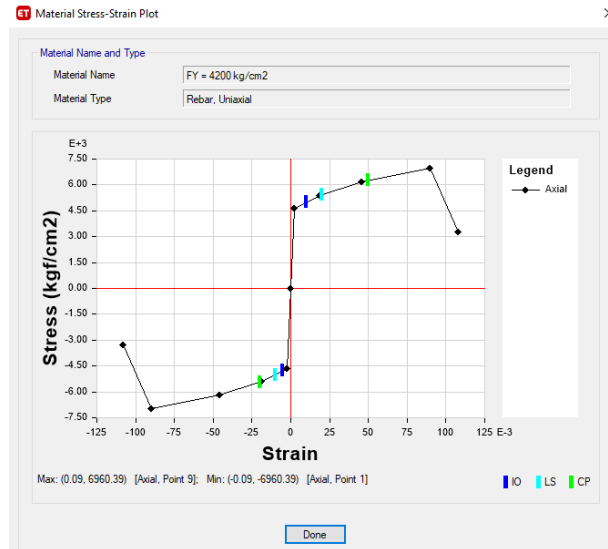
Para el caso del acero se va a utilizar el modelo propuesto por Park (1975) para un acero $F_y 4200 \text{ kg/cm}^2$

Figura 225: Modelo de Park para el acero



Fuente: Héctor Salán

Figura 226: Esfuerzos deformación del acero



Fuente: ETABS 2018

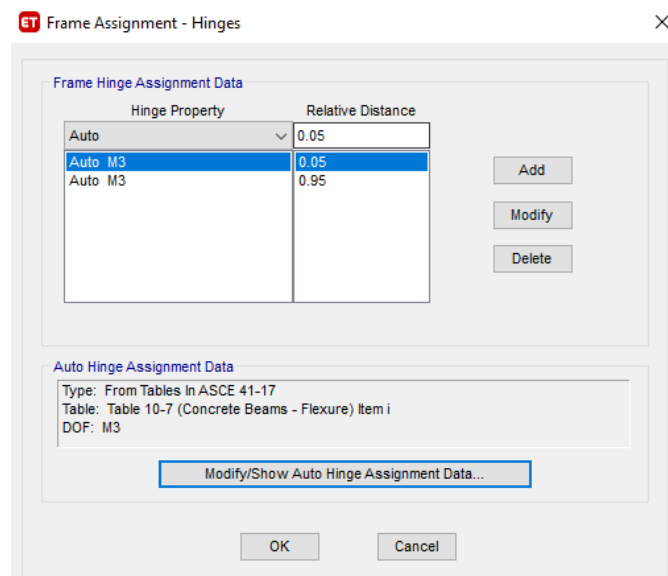
- **Definición de rótulas plásticas**

Para la definición de rótulas plásticas de los elementos estructurales se deben definir las secciones con sus respectivos aceros de refuerzo para seguir con el análisis.

Longitudes plásticas de las rótulas en vigas

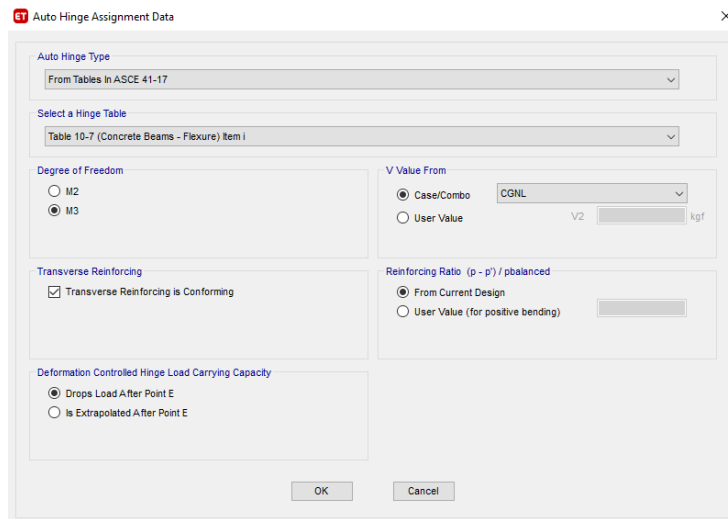
Por lo general las rótulas plásticas se forman a una distancia equivalente al porcentaje del 5 de la cara de la columna y al 95% de la longitud del elemento, tanto para vigas como para columnas, además se va a tomar estos porcentajes de distancias por motivos prácticos.

Figura 227: Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: ETABS 2018

Figura 228: Asignación de rótulas plásticas en vigas



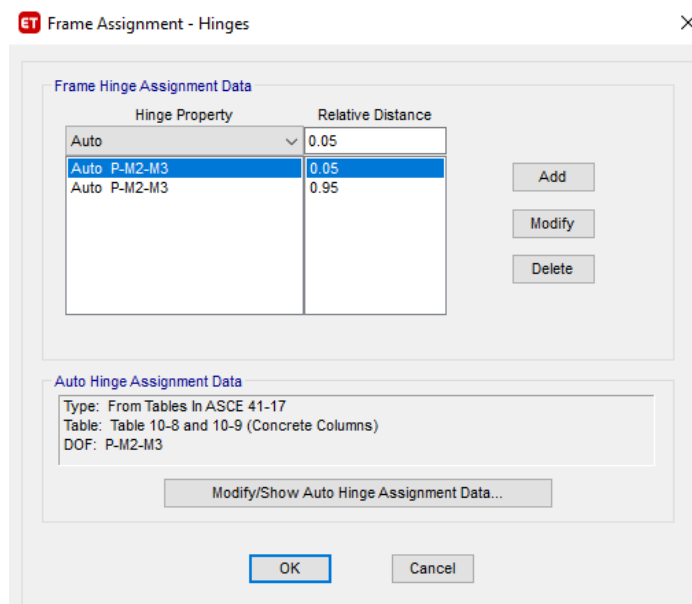
Fuente: ETABS 2018

Figura 229: Representación de una rotula plástica en vigas



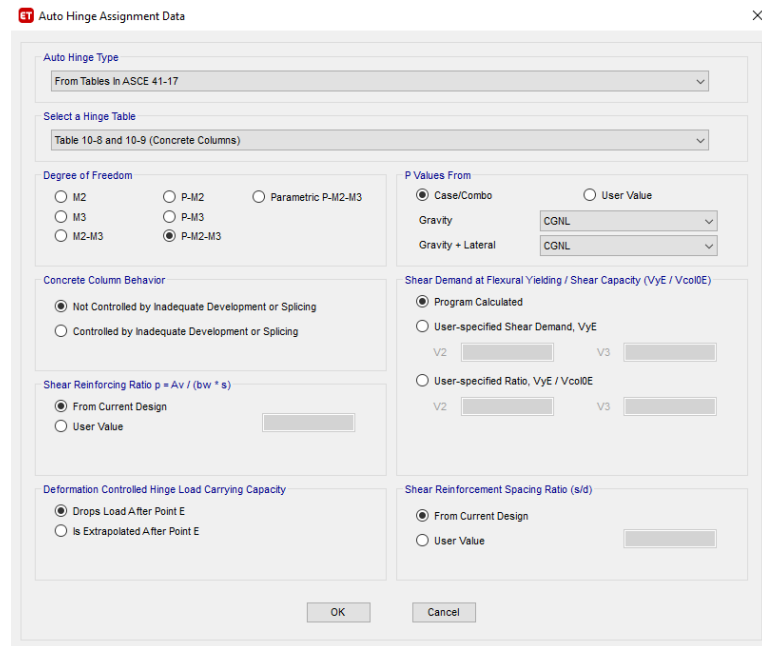
Fuente: ETABS 2018

Figura 230: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



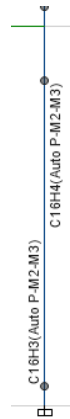
Fuente: ETABS 2018

Figura 231: Propiedades de las rótulas plásticas en columnas



Fuente: ETABS 2018

Figura 232: Rotulas plásticas en el Eje F

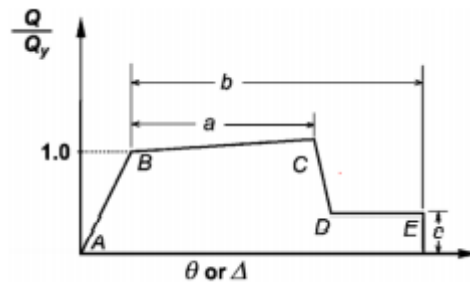


Fuente: ETABS 2018

Diagrama momento – rotación

Para el cálculo de los diagramas de momento-rotación en vigas y columnas se encuentra en la norma ASCE 41-13 que tiene la finalidad de indicar el comportamiento de las rotulas plásticas de cada elemento estructural.

Figura 233: Representación del diagrama momento – rotación



Fuente: ASCE 41-13

Estas rotulas plásticas son apreciadas de la siguiente forma por el programa ETABS 2018.

Figura 234: Definición del momento – rotación para columnas

ET Moment Rotation Data for C1H1 - Interacting P-M2-M3

Select Curve
 Axial Force: -240000 Angle: 0 Curve #1

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.733831	0.036908
D	0.235305	0.037277
E	0.235305	0.037649

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 0.005
- Life Safety: 0.018454
- Collapse Prevention: 0.025835

3D View
 Plan: 315 deg Axial Force: -240000 kgf
 Elevation: 35 deg
 Aperture: 0 deg
 Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: None
 Number of Axial Force Values: 3
 Number of Angles: 4
 Total Number of Curves: 12

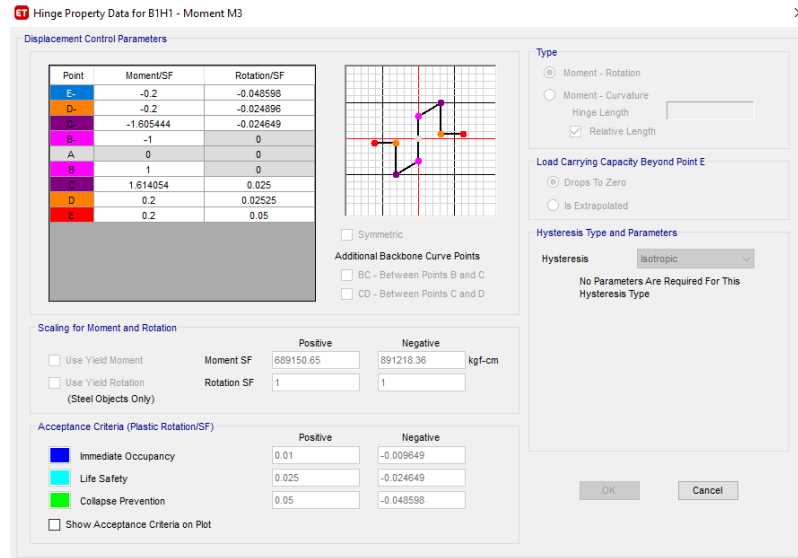
Angle Is Moment About

- 0 degrees = About Positive M2 Axis
- 90 degrees = About Positive M3 Axis
- 180 degrees = About Negative M2 Axis
- 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

Figura 235: Definición del momento – rotación para vigas



Fuente: ETABS 2018

- **Niveles de amenaza sísmica**

La NEC 2015 menciona diferentes niveles de amenaza sísmica que corresponden a los periodos de 72, 225, 475 y 2500 años como se muestran en la siguiente tabla.

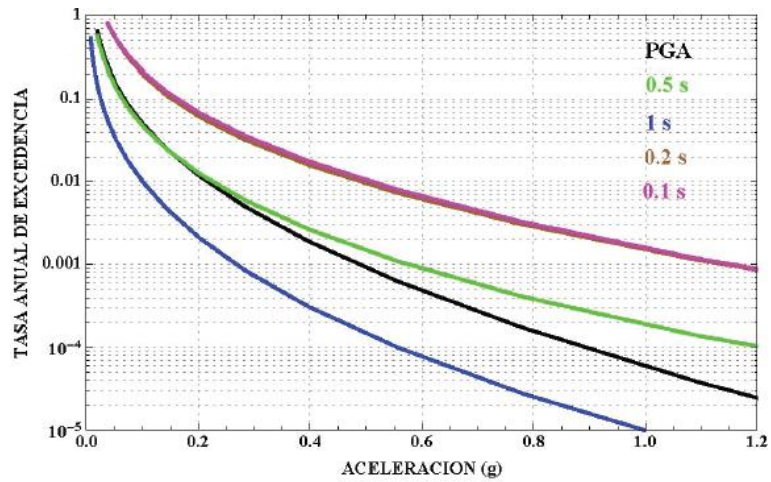
Figura 236: Niveles de amenaza sísmica

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

Para la definición de los espectros correspondientes a los niveles de amenaza se utilizarán las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Ambato proporcionadas por la NEC-SE-DS, 2015.

Figura 237: Curvas de peligro sísmico de Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

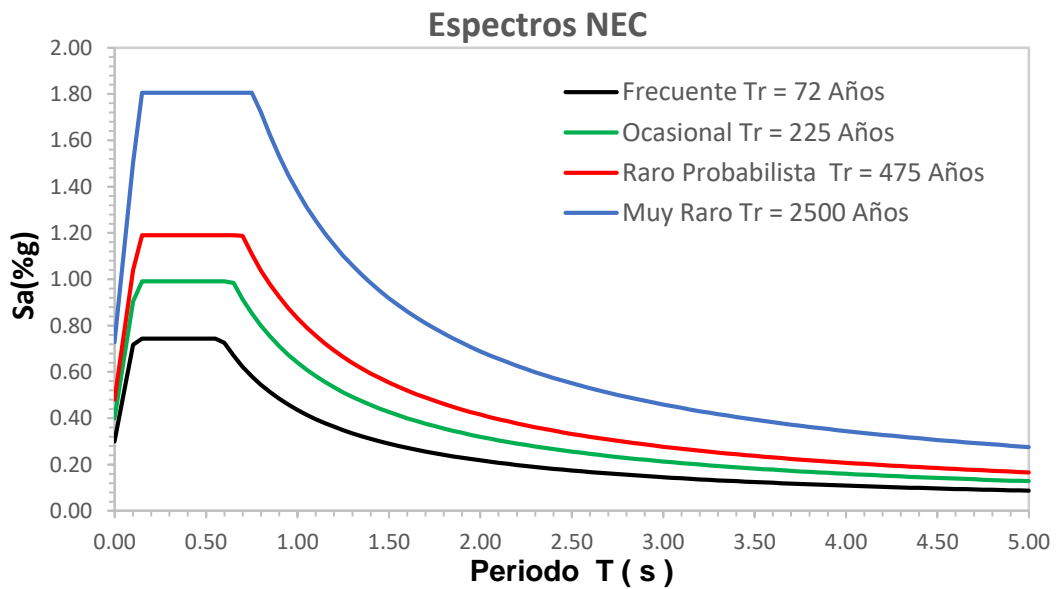
Con estas curvas se ha realizado la interpolación para la obtención de los factores de suelo para cada nivel de amenaza sísmica.

Figura 238: Factores para definición de espectro de amenaza sísmica

Nivel de amenaza	n	z	Factores de suelo		
			Fa	Fd	Fs
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: Héctor Salán

Figura 239: Espectros de niveles de amenaza sísmica



Fuente: Héctor Salán

Definición de Carga gravitacional no lineal

Antes de cualquier asignación de rótulas plásticas, se debe definir una carga gravitacional no lineal que, para este caso, consta de un 100% de carga muerta y un 25% de carga viva, de la misma manera que se consideró la masa para el análisis lineal.

Figura 240: Carga gravitacional no lineal

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Dead	1

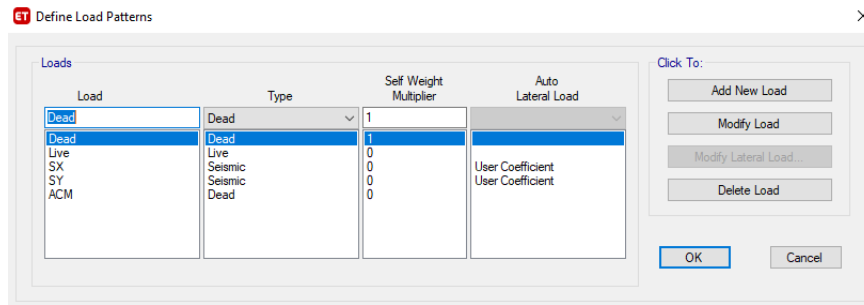
Fuente: ETABS 2018

A continuación, se muestran los parámetros necesarios para la definición de rótulas plásticas automáticas.

- **Definición de cargas laterales no lineales**

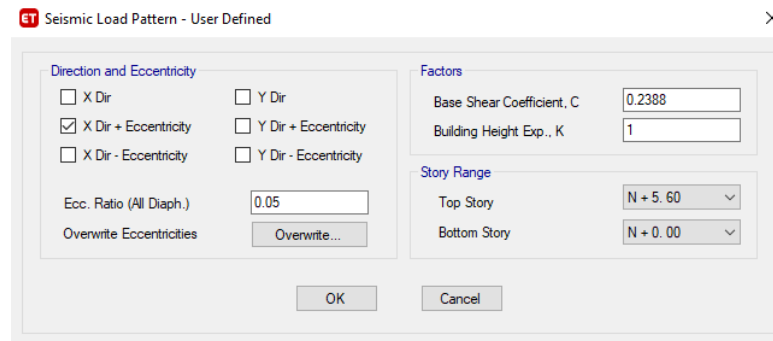
Después de la deformación de la estructura por carga gravitacional, comienza a actuar los empujes laterales, los cuales deben ser aplicados en un punto llamado punto de centro de masas, o centro de diafragma, en la siguiente figura se observa la definición y configuración de estos patrones de carga. Las fuerzas aplicadas sobre este consisten a los cortantes por piso de la edificación.

Figura 241: Patrones de carga lateral sísmica en X e Y



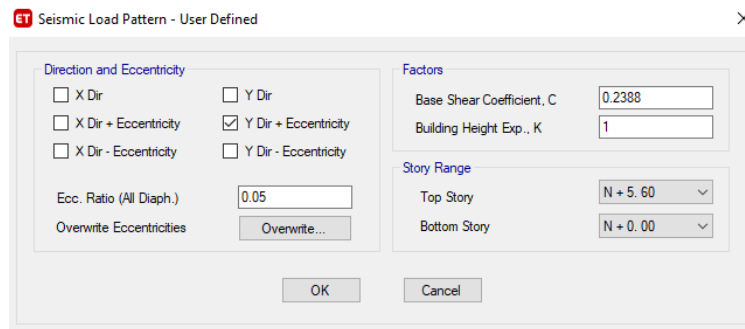
Fuente: ETABS 2018

Figura 242: Fuerza sísmica para carga lateral en X



Fuente: ETABS 2018

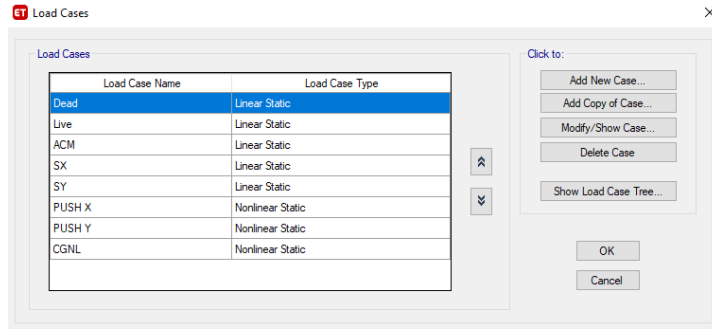
Figura 243: Fuerza sísmica para carga lateral Y



Fuente: ETABS 2018

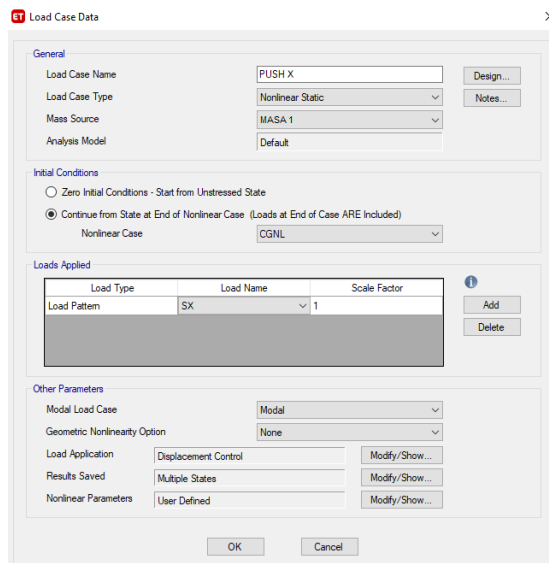
Una vez definido estos casos de carga, es necesario definir cargas laterales no lineales que se las llamará PUSOVER X Y PUSHOVER Y las cuales están en función de las cargas definidas anteriormente y que tomen a cada sentido que corresponda.

Figura 244: Cargas laterales no lineales PUSH X y PUSH Y



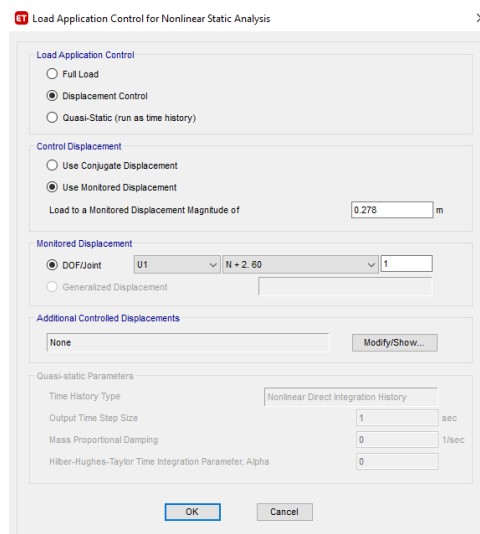
Fuente: ETABS 2018

Figura 245: Definición de la carga lateral en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 246: Control de desplazamientos para carga X



Fuente: ETABS 2018

Figura 247: Definición de carga lateral en Y

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH Y

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: MASA 1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SY	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

Figura 248: Control de desplazamientos para carga Y

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.278 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U2, N + 2.60, 1

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

En el control del análisis no lineal es importante determinar el desplazamiento que se produce en la estructura al ser chequeada, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), nos dice que este valor debe ser mayor a la deriva máxima permitida para una edificación que es del 2%, para este chequeo la FEMA 356 establece el desplazamiento máximo como parte de la altura del edificio sea del 4%, empleando esta norma con el desplazamiento máximo del 4% nos entrega un valor de 0.278 metros de desplazamiento máximo de la estructura.

- **Análisis de resultados**

Una vez definidos todos los parámetros necesarios para el análisis no lineal, se procede a chequear los resultados que arroja este análisis.

- **Rótulas plásticas**

Se revisa la formación de rótulas plásticas para cada paso de deformación en el sentido X e Y.

- **Para X**

En el caso de esta estructura podemos denotar que, por ser una estructura mixta, además del tiempo de uso que tiene y de su construcción de un piso echo en hormigón nos da las siguientes rotulas plásticas.

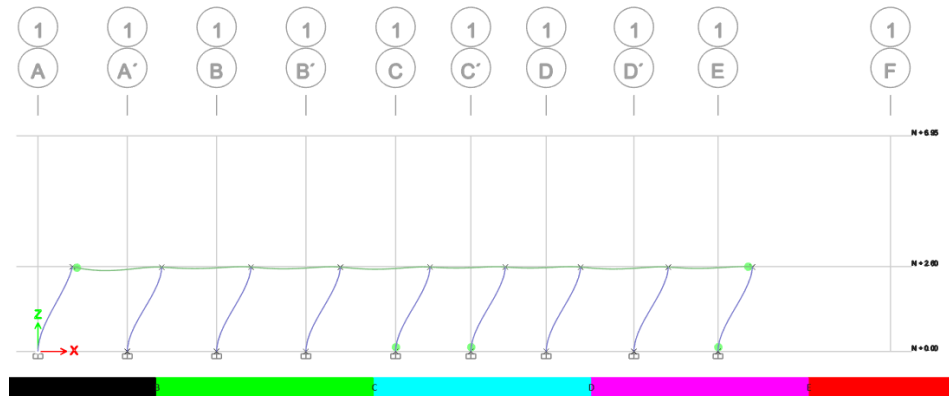
Figura 249: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 0.78 cm

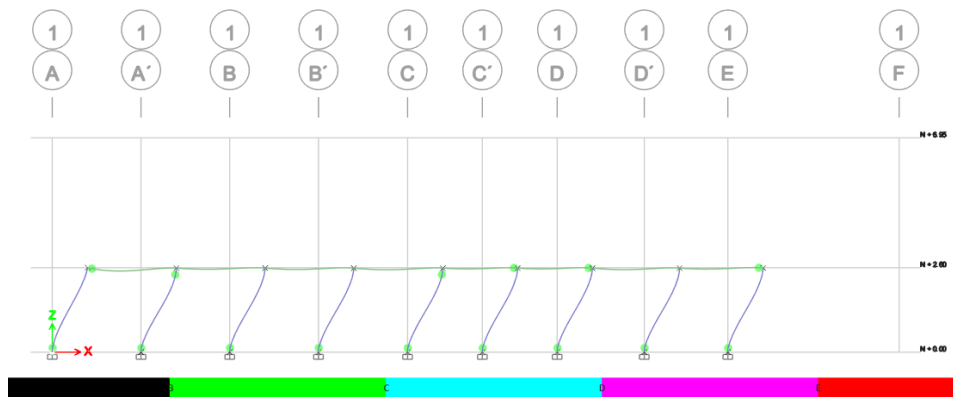
Figura 250: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.32 cm.

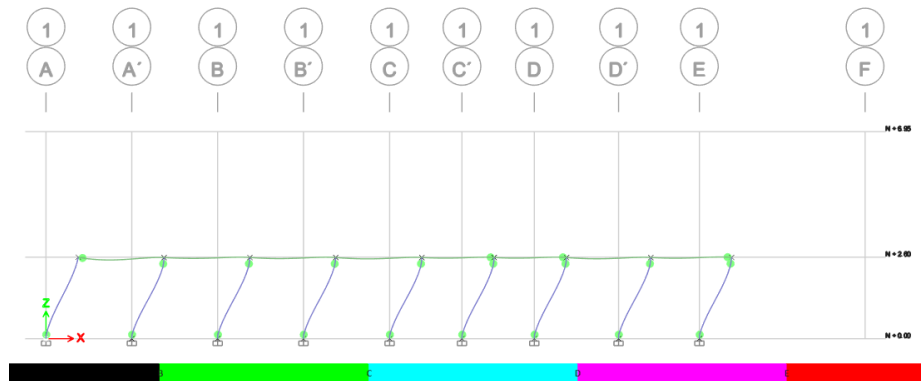
Figura 251: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.81 cm.

Figura 252: Formación de Rótula plástica eje 1 sentido X



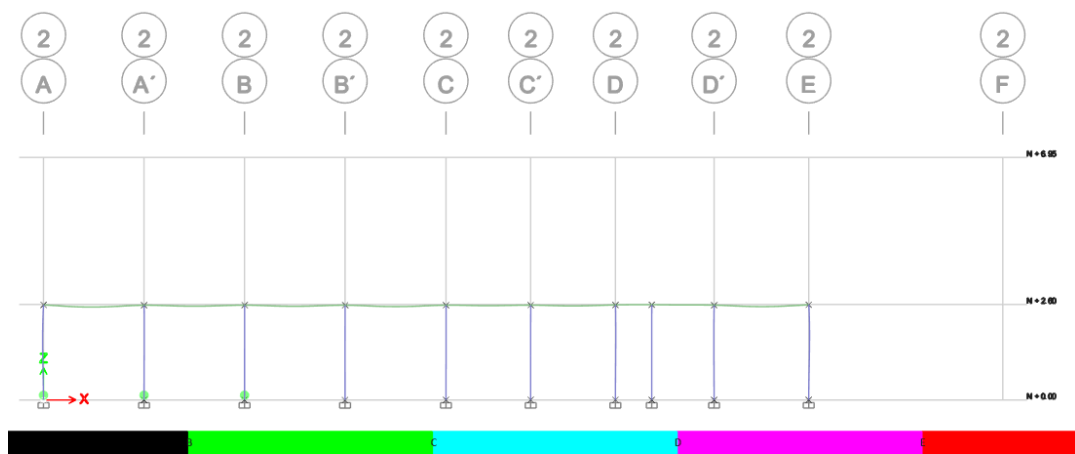
Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 2.06 cm.

- Para el sentido Y

En este caso se toma el eje B de la estructura puesto que este es el representativo de toda la estructura en este sentido, el software ha determinado 4 steps para la carga PUSHY, el proceso de deformación se presenta a continuación:

Figura 253: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.41 cm

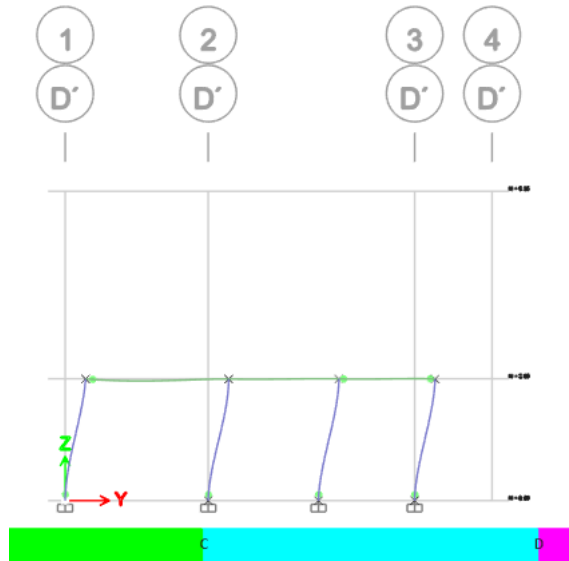
Figura 254: Formación de Rótula plástica eje 2 sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 1.74 cm

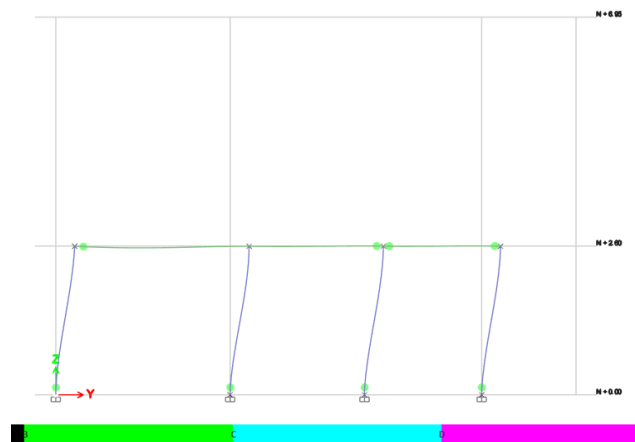
Figura 255: Formación de Rótula plástica eje D sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 2.36 cm

Figura 256: Formación de Rótula plástica eje D sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Se nota que apenas se forman tres rótulas que están en un rango seguro, esto sucede cuando la estructura se ha desplazado 3.01 cm

Curva de capacidad de la estructura

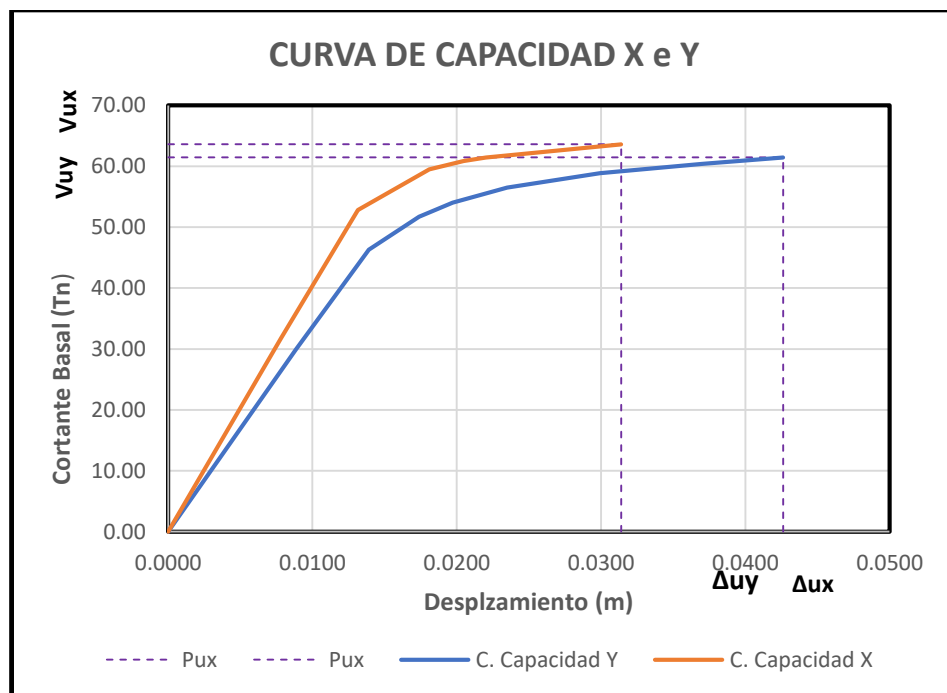
El programa ETABS 2018 nos entrega una curva capacidad referente a la fuerza con respecto a sus desplazamientos.

Figura 257: Curva capacidad en X



Fuente: ETABS 2018

Figura 258: Curva de capacidad de la estructura en X e Y

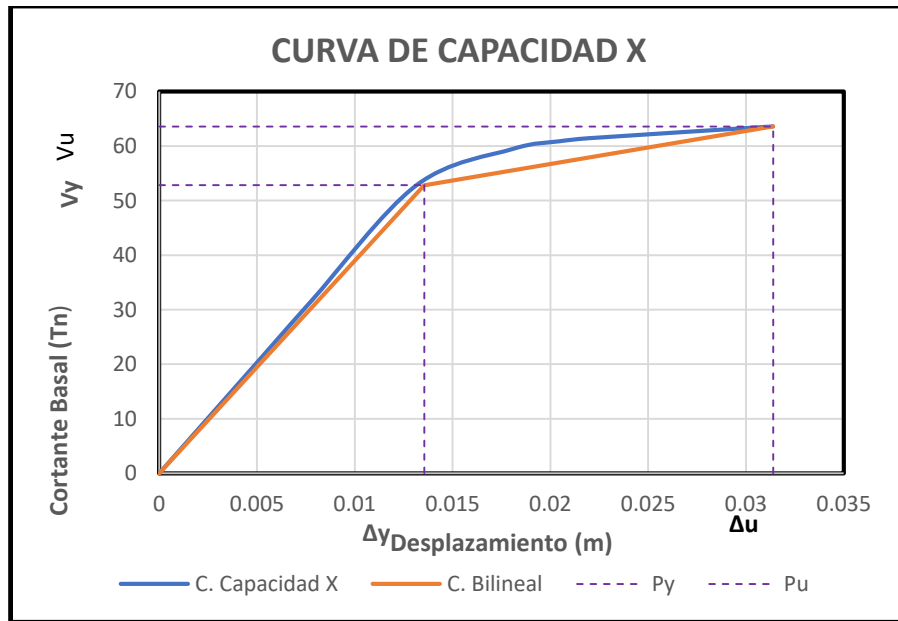


Fuente: Héctor Salán

De la anterior gráfica se puede concluir que la estructura posee más capacidad en el sentido X debido a que la curva es más extendida y grande, y más que eso, se puede concluir observando que en X el cortante último es 44.57 Tn mientras que en Y el cortante último es 38.36 Tn

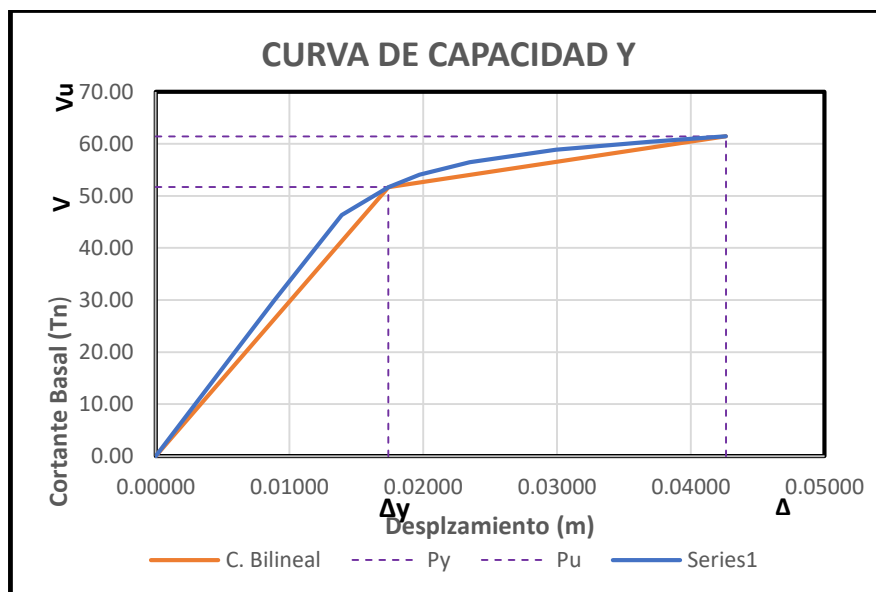
- **Curva de capacidad para X**

Figura 259: Curva de capacidad de la estructura en X



Fuente: Héctor Salán

Figura 260: Curva de capacidad de la estructura en Y

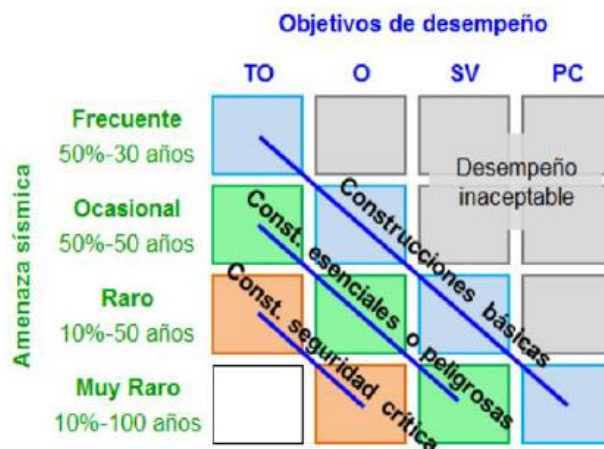


Fuente: Héctor Salán

- **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.

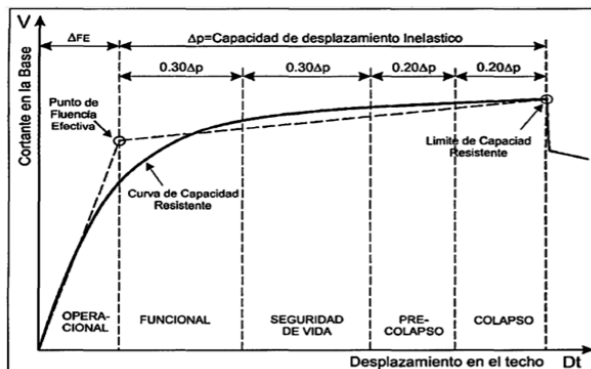
Figura 261: Objetivos del desempeño



Fuente: Visión 2000 (SEAOC, 1995)

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. La sectorización se la realiza como se indica en la siguiente gráfica:

Figura 262: Seccionamiento de la curva de capacidad



Fuente: SEAOC, 1995

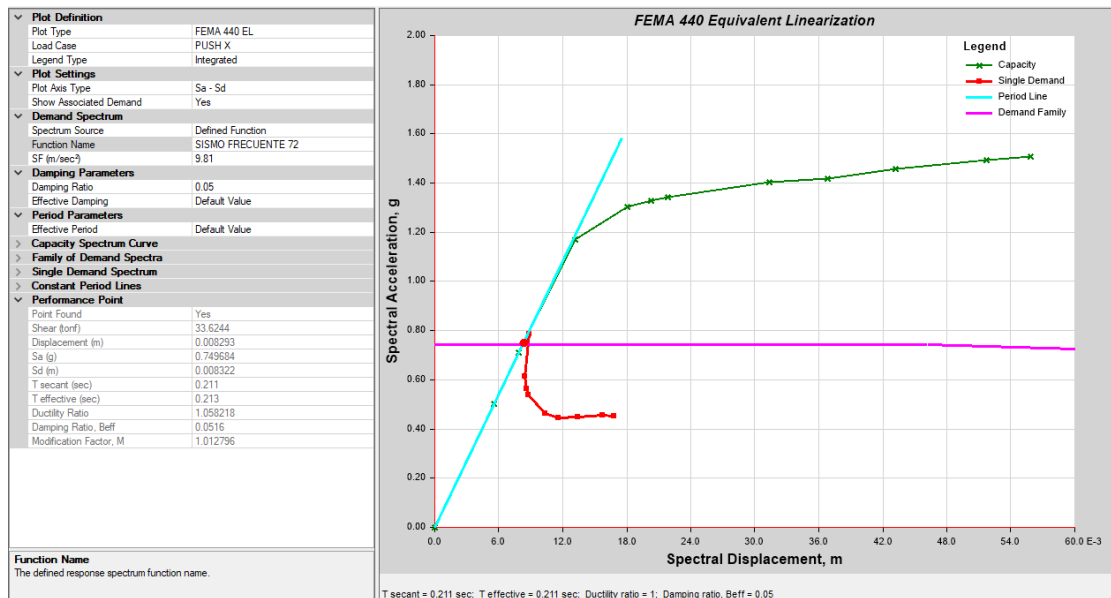
- **Punto de desempeño**

Es necesario obtener el punto de desempeño de la estructura para ambos sentidos, el software facilita mucho el cálculo y arroja los siguientes resultados para cada nivel de amenaza.

- **Para el sentido X**

El software presenta los resultados del punto de desempeño en términos de cortante y desplazamiento.

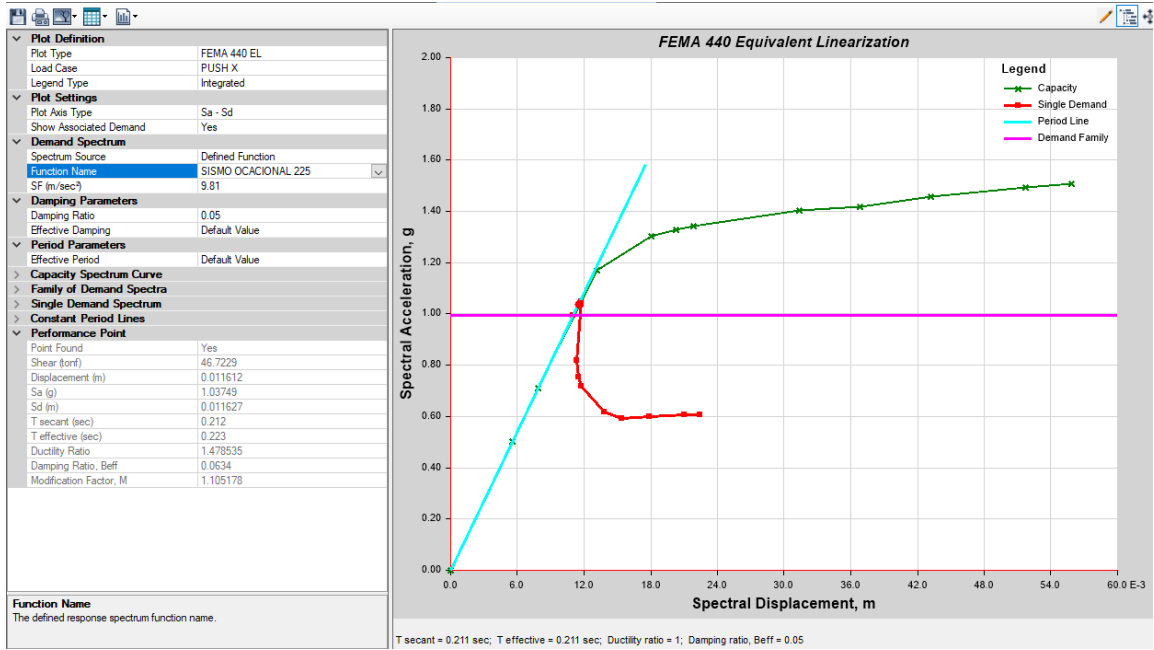
Figura 263: Punto de desempeño sismo frecuente en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo frecuente viene dado por un cortante de 33.62 Tn y un desplazamiento de 0.83 cm

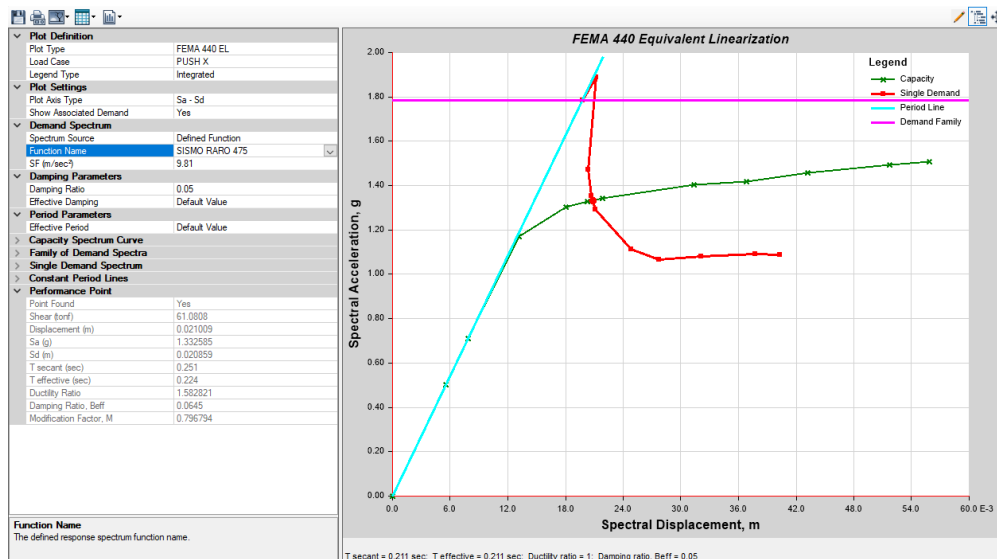
Figura 264: Punto de desempeño sismo Ocasional en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Ocasional viene dado por un cortante de 46.72 Tn y un desplazamiento de 1.1 cm

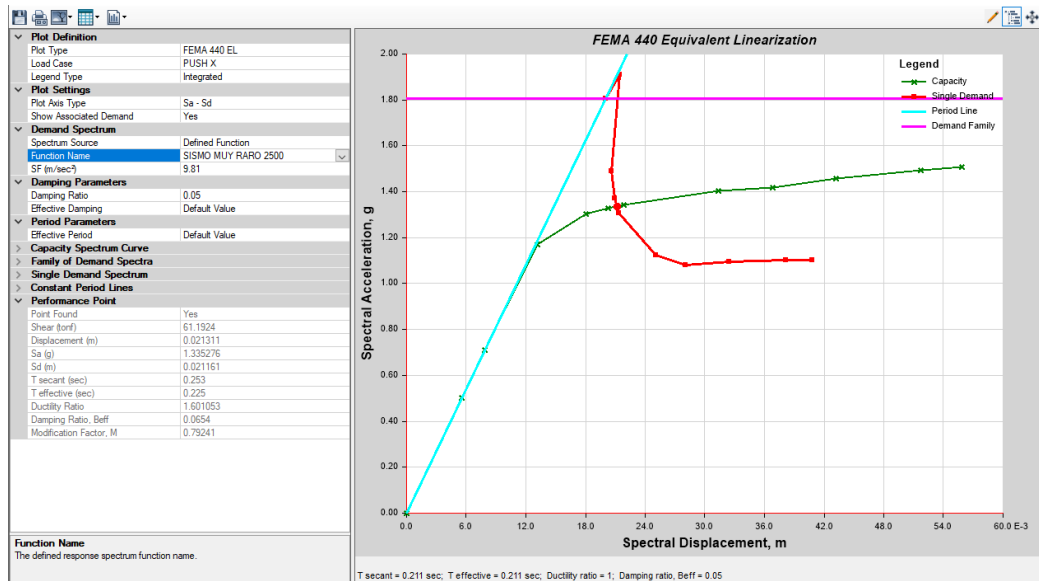
Figura 265: Punto de desempeño sismo Raro en X



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Raro viene dado por un cortante de 62.19 Tn y un desplazamiento de 2.3 cm

Figura 266: Punto de desempeño sismo Muy Raro en X



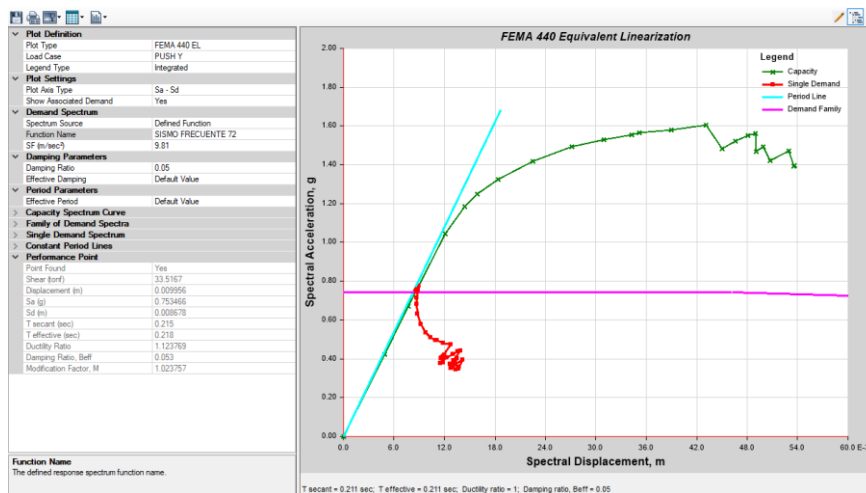
Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Muy Raro viene dado por un cortante de 44.31 Tn y un desplazamiento de 1.17 cm.

- Para el sentido Y

El software presenta los resultados del punto de desempeño en términos de cortante y desplazamiento.

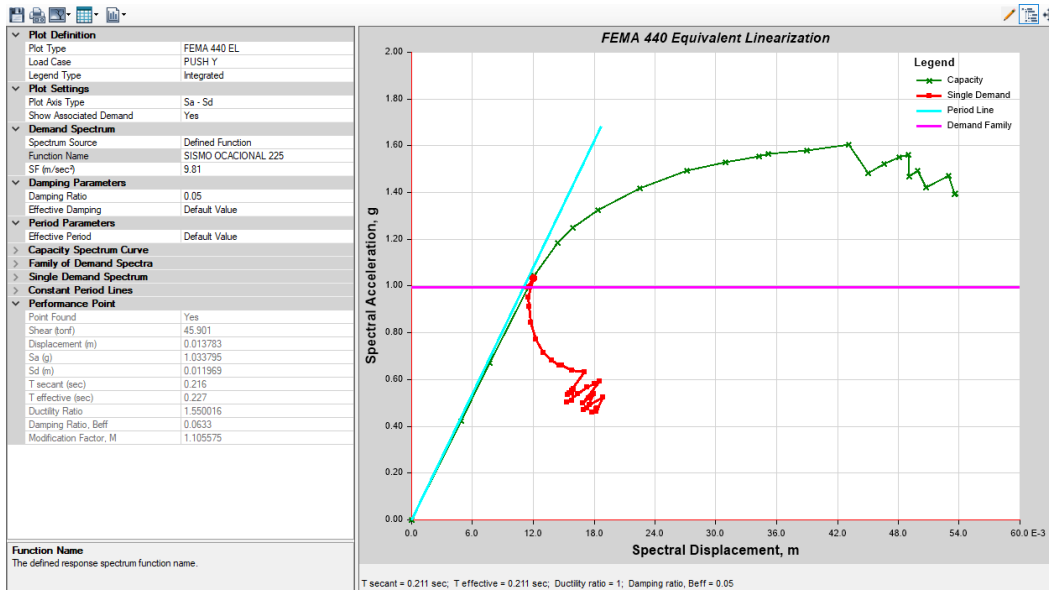
Figura 267: Punto de desempeño sismo Frecuente en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo frecuente viene dado por un cortante de 33.51 Tn y un desplazamiento de 0.11 cm.

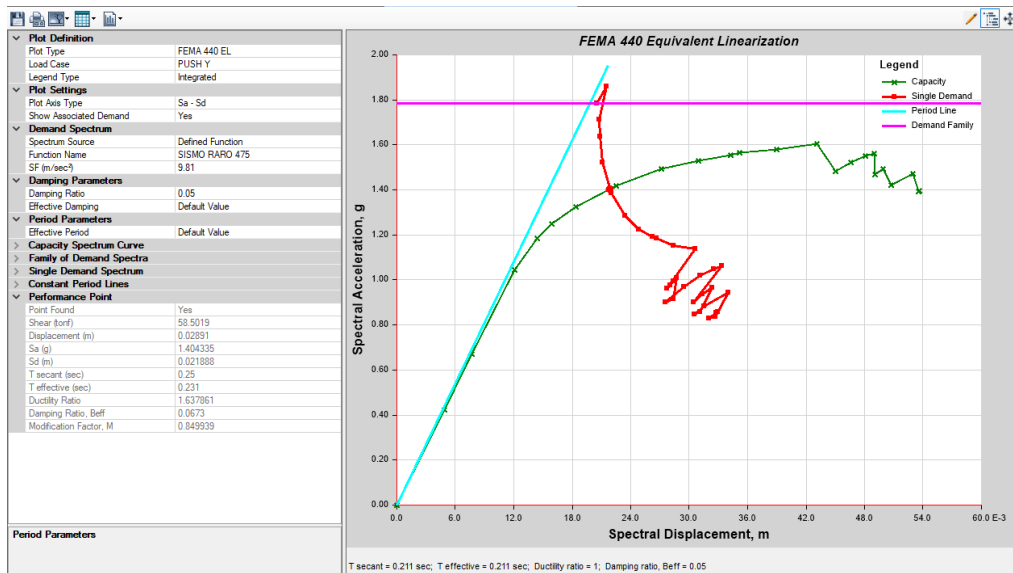
Figura 268: Punto de desempeño sismo Ocasional en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Ocasional viene dado por un cortante de 45.69 Tn y un desplazamiento de 1.37 cm.

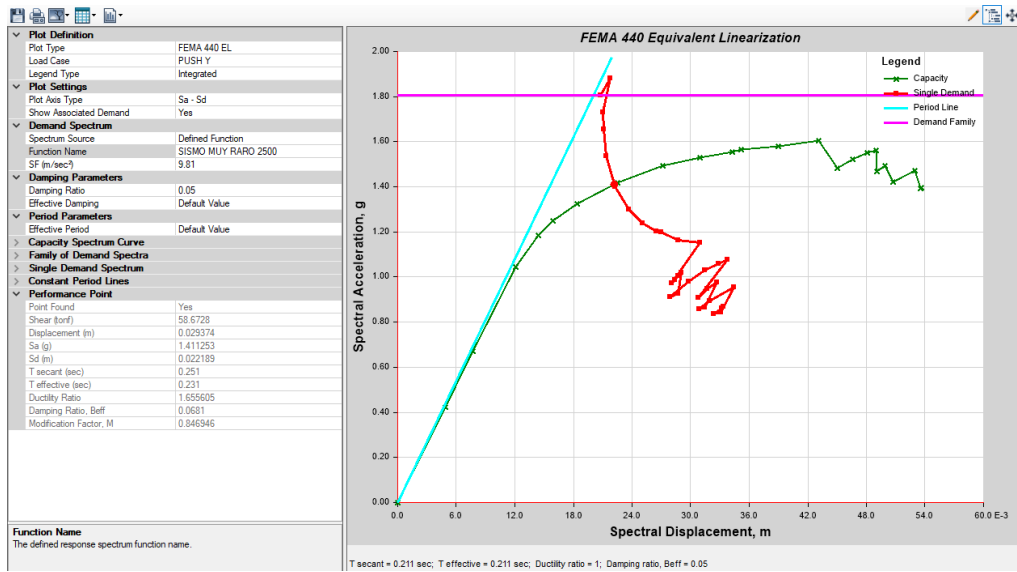
Figura 269: Punto de desempeño sismo Raro en Y



Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño para un sismo Raro viene dado por un cortante de 58.50 Tn y un desplazamiento de 2.89 cm.

Figura 270: Punto de desempeño sismo Muy Raro en Y



Fuente: ETABS 2018

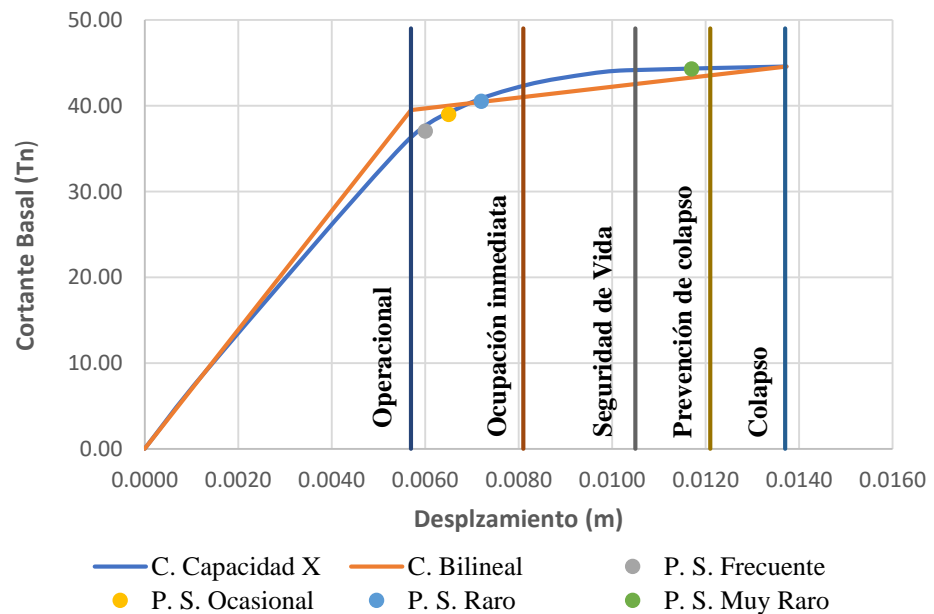
El punto de desempeño para un sismo Muy Raro viene dado por un cortante de 58.69 Tn y un desplazamiento de 2.95 cm

- **Evaluación del desempeño sísmico**

Mediante este análisis se puede obtener el desempeño sísmico de la estructura cuando ha sido sometida a distintos niveles de amenaza sísmica.

- **Para X**

Figura 271: Desempeño Sísmico del edificio en X



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar en el gráfico anterior para un sismo frecuente la estructura tiene un punto de desempeño que se encuentra en la zona de ocupación inmediata, es el mismo caso para los niveles de amenaza ocasional y Raro, en cambio para el muy raro tiene un punto de desempeño que se sitúa en el prolapso., debido a que es una ocupación de un laboratorio se puede decir que cumple con los objetivos de desempeño.

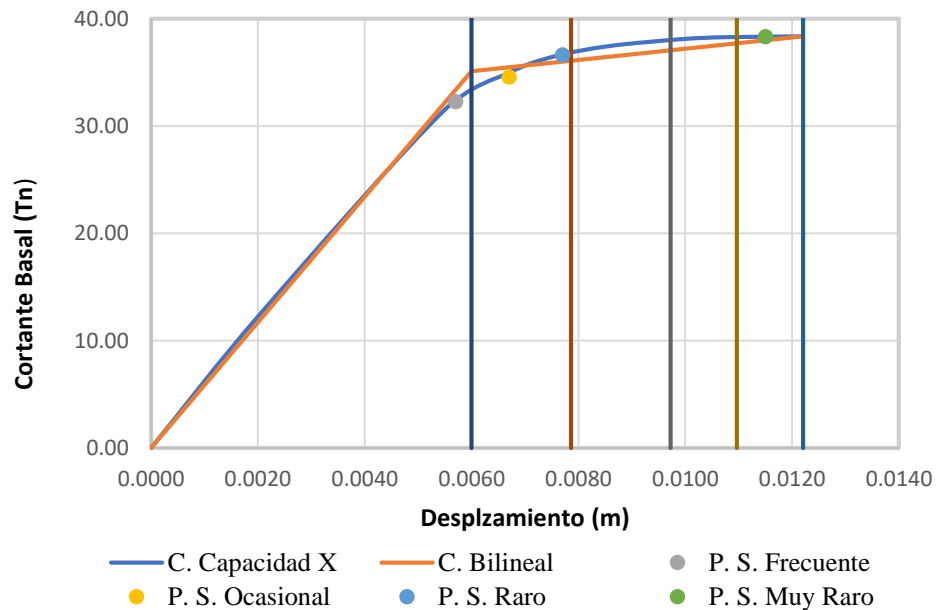
Tabla 115: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección X

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro				X	
Muy Raro				X	
X	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Héctor Salán

-Para Y

Figura 272: Desempeño sísmico del edificio en Y



Fuente: Héctor Salán

Como se puede observar en el gráfico anterior para un sismo frecuente la estructura tiene un punto de desempeño que se encuentra en la zona Operacional, por otro lado, para los niveles de amenaza ocasional y Raro este se encuentra en la zona que corresponde a Ocupación Inmediata, en cambio para el muy raro tiene un punto de desempeño que se sitúa en el prolapso., debido a que es una ocupación de un laboratorio se puede deducir que cumple con los objetivos de desempeño.

Tabla 116: Niveles de desempeño esperados y calculados para la dirección Y

Niveles de Amenaza	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro				X	
Muy Raro				X	
	Nivel esperado para edificios de ocupación especial				
	Nivel existe del edificio de análisis				

Fuente: Héctor Salán

Al conocer que la estructura posee altos niveles de vulnerabilidad es necesario que se proponga un reforzamiento para la estructura, hay que tomar en cuenta que el Laboratorio de Hormigón tiene muchos años de vida útil y sus elementos estructurales no son de un mismo material ya que es una estructura mixta en donde se observa un deterioro en su perfil metálico y lo más recomendable a pesar del reforzamiento que sería muy costoso sería derrocar y volver a construir.

3.1.5.2 Vibración ambiental

En una estructura se producen vibraciones por causas externas o internas en el edificio, entre las posibles causas internas de producirse vibraciones son al caminar, saltar, correr, bailar o hacer alguna actividad que demanda de un desgaste físico y las causas externas para que se produzcan vibraciones son es el paso de maquinaria pesada cerca del edificio y la influencia que puede llegar a tener el viento al golpear a la estructura.

Estas vibraciones ambientales son conocidas como micro vibraciones, microtemblores ya que no se encuentran asociados con eventos sísmicos producidas directamente por la naturaleza. Los valores de estas pequeñas vibraciones se encuentran dentro del rango entre los 0.1s y 1s.

Para realizar un análisis dinámico a una estructura mediante vibraciones ambientales se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Inspección de calidad de obra, aquí se refiere al comportamiento de la estructura a este tipo de vibraciones.
- Inspección de daños provocados por sismos.
- Comprobación si la estructura ha pasado por algo tipo de reparación o rehabilitación total o parcial en su infraestructura.
- Controlar la vida útil de la edificación e identificar daños estructurales provocados por algún tipo de sismo y se vean afectados sus elementos principales de estructuración.

Periodo medido con vibración ambiental y mediante sismos.

Es importante diferenciar los posibles daños que una estructura recibe al pasar por uno de estos tipos de vibraciones ya que en un evento sísmico el periodo fundamental de vibración de la estructura es demasíadamente grande al periodo que se genera por vibraciones naturales sean estas por ruidos, tránsito e inclusive el viento según el estudio hecho por diferentes investigadores a nivel mundial.

Un ejemplo claro sobre este tema es el que realizó Muria-Vila (1989), en el cual un edificio de 30 pisos ubicado en el centro de San Francisco en Estados Unidos, comparó los periodos obtenidos por el sismo que se produjo en esa ciudad llamada Loma Prieta con un valor de 2.63s a diferencia de pruebas de vibración ambientales que dio un valor de 1.70s, encontrando una diferencia de al menos el 55% entre uno y otro.

Formulas empíricas para el cálculo del periodo fundamental de la estructura

Existe en nuestro medio algunos libros e inclusive normas en las cuales comentan sobre la utilización de fórmulas empíricas para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que se ha tomado este criterio del libro de Bard (1992), en el cual nos propone las siguientes ecuaciones para la obtención del periodo siempre y cuando se realice la mejor relación para edificios de acero y estructuras a porticadas de hormigón armado. Cabe recalcar que este periodo fundamental de vibración no depende de los materiales ni la cantidad de acero utilizado o inclusive las

dimensiones de los elementos estructurales sino depende exclusivamente de sus fuerzas laterales sea este edificio de acero o hormigón.

Tabla 117: Formulas propuestas por Bard

Tipo de resistencia estructural lateral	Formula empírica
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$
A porticado	$P = 0.036 H$
Acero	$P = 0.040 H$
Muro de corte + mixto + mampostería	$P = 0.019 H$

Fuente: F. Espinoza (199).

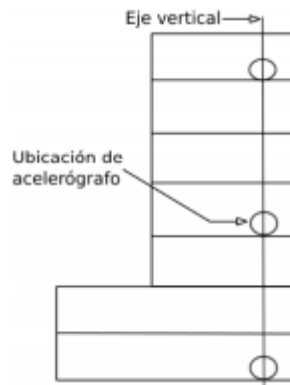
Metodología para vibraciones ambientales

Los ensayos que se prácticas para un análisis de vibraciones ambientales son de tipo no destructivo, esto quiere decir que se emplean mecanismos de alta tecnología en este caso acelerómetros que son puestos en diferentes puntos de la estructura, mediante este procedimiento se puede observar como es el comportamiento del edificio mediante cargas del ambiente de forma externa o interna.

Para el empleo de este análisis se lo puede realizar con dos tipos de equipos, el primero es un equipo portátil el cual nos da resultados en situ correspondiente a ese momento en el cual se emplea el análisis, el segundo equipo es de carácter permanente ya que son ubicados varios sensores a lo largo de la estructura para que en diferentes tiempos y vibraciones sean estas ambientales o sísmicas se vaya monitoreando conforme a lo establecido.

Al analizar el edificio mediante vibraciones es recomendable utilizar el equipo portátil ya que son acelerómetros que van ubicados en un mismo eje, dependiendo del número de pisos que tenga la estructura. En la Figura 116 se observa como son colocados estos equipos, que a diferencia de los equipos permanentes estos son por empleados por periodos de tiempo.

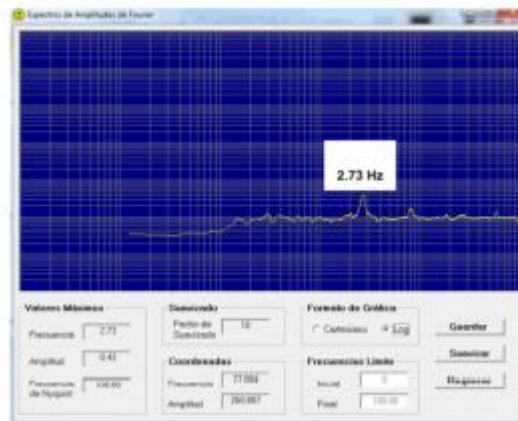
Figura 273: Ubicación de acelerógrafos



Fuente: Héctor Salán

Al ubicar este equipo en el edificio, el procedimiento para el análisis del periodo natural por medio de vibraciones ambientales es utilizar la técnica de Peak-Picking con el soporte de un software, que consiste en la aplicación rápida de Fourier a una señal del tiempo para transformar el dominio de frecuencia, en la Figura 274 observamos cómo se produce estas vibraciones en el edificio.

Figura 274: Amplitudes de Fourier



Fuente: J. Trujillo (2011).

Comparación de periodos de vibración

Para el cálculo del periodo fundamental de la estructura usando equipos de medición ambiental se lo realiza de manera aproximada, de esta manera podemos considerar las siguientes formulas propuestas por Midorikawa (1990) que se basó en un estudio de 107 edificios de Santiago (Chile) y 21 de Viña del Mar (Chile), según su uso.

Tabla 118: Formulas empíricas de periodos fundamentales por Midorikawa (1990).

Estructuras Evaluadas	Formulas Empíricas	Periodo Fundamental
Edificios con muros de corte	$T = 0.05 N$	0.10 seg.
Edificios a porticados	$T = 0.11 N$	0.22 seg.
Edificios a porticados con muros de cortante	$T = 0.06 N$	0.12 seg.

Fuente: Héctor Salán

A partir de este cálculo es necesario calcular el periodo fundamental por el método de Bard (1992), considerando la altura de la estructura de 6.95 m.

Tabla 119: Formulas empíricas para el periodo fundamental Bard (1992)

Sistemas estructurales	Formulas empíricas	Periodo fundamental
Muro de corte	$P = 0.081 \sqrt{H}$	0.214
A porticados	$P = 0.036 H$	0.250
Acero	$P = 0.040 H$	0.278
Muro de corte + mixto+ mampostería.	$P = 0.019 H$	0.132

Fuente: Héctor Salán

Al constatar este procedimiento para el cálculo del periodo de vibración por medio de vibraciones ambientales en una estructura, es necesario comparar los valores obtenidos por el programa ETABS 2018, que realiza un análisis lineal de la estructura dándonos como resultados un periodo fundamental el cual servirá para determinar la relación que existe entre cada análisis y verificar su validez.

Tabla 120: Comparación de periodos de la estructura

Sistemas Estructurales	Formulas Empíricas		Modelo analítico de la estructura
	Midorikawa	Bard	
Muros de corte	0.1	0.214	-
A porticados	0.22	0.250	0.416
A porticados con muros de corte	0.12	0.132	-

Fuente: Héctor Salán

Frecuencia fundamental del edificio.

Para el cálculo de la frecuencia de la estructura la relación que predomina en el análisis es la de H/T, ya que es un índice de rigidez que tiene la estructura en unidades de (m/s), el parámetro fundamental en esta relación es T ya que indica el periodo fundamental de vibración de manera empírica.

De tal manera que Guendelman & Lindenberg (1997), expresan sus estudios obtenidos de varios edificios con valores de H/T en la tabla 81 estableciendo los indicadores de rigidez de la siguiente forma:

Tabla 121: Indicadores de rigidez

Relación H/T	Índice
$H/T < 20$	Demasiado flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Demasiado rígido

Fuente: Guendelman & Lindenberg (1997)

En el análisis de diferentes edificios después del sismo del 3 de marzo de 1985 en Viña del Mar, Morino & Astroza (2002), estimar el daño de las estructuras en función del parámetro H/T.

Tabla 122: Nivel de daño en función del H/T

Parámetro H/T (m/s)	Nivel de daño
30 a 40	Daños estructurales moderado
40 a 50	Daño estructural leve
50 a 70	Daño no estructural
> 70	Despreciable

Fuente: Morino & Astroza, 2002

Al tener la ayuda de estas tablas de dos diferentes criterios podemos observar que en los indicadores de rigidez puede llegar una estructura a ser demasiada flexible lo que nos daría valores menores a 20 m/s, pero tal vez no nos indica los daños que puede sufrir la edificación al momento de las vibraciones, lo que a diferencia de la tabla 100 nos indica el nivel de daño del edificio y nos entrega valores en el cual puede encontrarse la estructura, llegando a ser coeficientes menores a 30 m/s donde

tuvieran un daño mayor en los elementos estructurales o inclusive ya este colapsada ese edificio.

En la tabla 83 se detalla los parámetros utilizados en el análisis, tanto de vibraciones ambientales como el de la frecuencia fundamental con los valores obtenidos de la estructura en estudio, tomando como soporte el indicador H/T, el índice de rigidez y el nivel de daño que puede tener la edificación.

Tabla 123: Indicadores de la estructura

Método de análisis	Periodo de vibración		Parámetro H/T (m/s)	Índice de rigidez	Nivel de daño
	A porticados	A porticados con muros de corte			
Formulas Empíricas	0.22	-	21.59	Flexible	Daños estructurales
Estructura en estudio	0.416	-	16.71	Flexible	Daños estructurales

Fuente: Héctor Salán

En vista de que la estructura en estudio no necesito un reforzamiento ya que cumple con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), este análisis de vibraciones con respecto al parámetro H/T nos da como resultado que la estructura se encuentra con un índice de rigidez flexible y un nivel de daño estructural.

La estructura al encontrarse en un indicador de rigidez flexible, nos señala que posiblemente presente problemas con respecto a los desplazamientos que fijan las normas de análisis y diseño sísmico, no obstante, es importante recalcar que este método de vibraciones se realiza de manera experimental por lo que la estructura al ser analizada de manera estática y dinámica cumple con los requerimientos presentados en la normativa.

3.1.5.3 Propuesta de reforzamiento

Los sistemas de reforzamiento para una estructura en la actualidad existen de distintas maneras, una de ellas es el de muros de corte, otra es el encamisado de vigas o columnas y otra la utilización de perfilería metálica tanto en apoyo a vigas y losas.

En este caso utilizaremos muros de corte por su alta rigidez que puede brindarle a la estructura, pero también al soporte en caso de presentarse un sismo de gran magnitud,

cabe recalcar que al utilizar muros de corte no se le está mejorando la vida útil de la estructura sino ayudarle a aumentar la resistencia a cargas laterales, incrementar la ductilidad y rigidez de los elementos estructurales con baja capacidad.

3.1.5.4 Objetivos de la rehabilitación

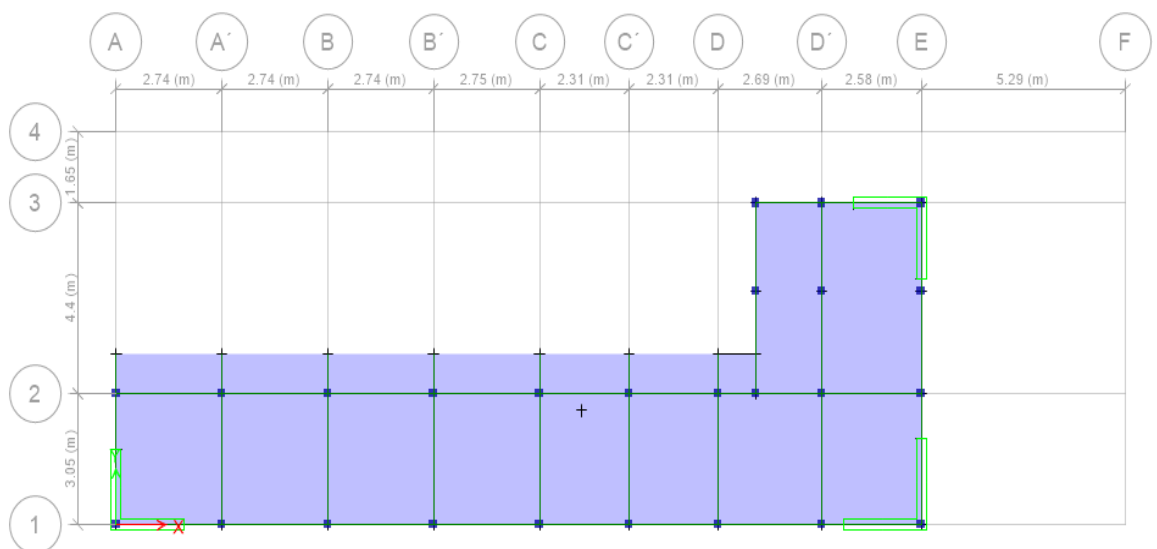
El principal objetivo que se debe cumplir es hacer cumplir la filosofía de diseño sismo resistente con lo que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción y alcanzar a llegar a un nivel de desempeño de seguridad de vida para un sismo de frecuencia raro.

Es importante mencionar que además que se mejorara la funcionalidad de la estructura, también parámetros como periodos fundamentales, derivas de piso para ir eliminando problemas de torsión en el edificio.

El análisis por medio de este reforzamiento se lo realiza en la primera planta de la estructura ya que en su parte superior es de tipo galpón o cubierta con estructura metálica.

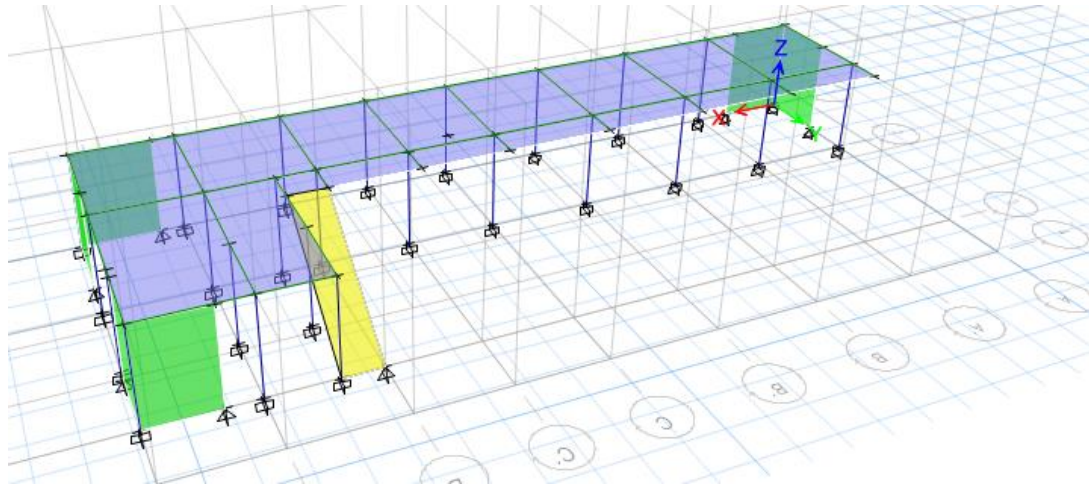
Por consiguiente, efectuaremos las siguientes medidas para la implementación del muro de corte en la estructura

Figura 275: Reforzamiento con muros



Fuente: ETABS 2018

Figura 276: Modelación de la estructura con reforzamiento



Fuente: ETABS 2018

Periodos de vibración

Tabla 124: Periodo fundamental de reforzamiento

MODO	PERIODO (seg)
1	0.035
2	0.03
3	0.02
4	0.006
5	0.005
6	0.005

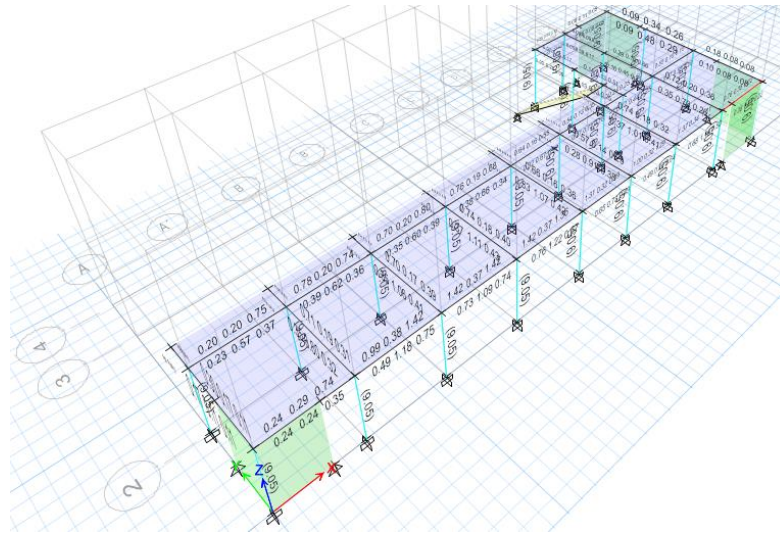
Fuente: Hector Salan

Tabla 125: Verificación del periodo fundamental de reforzamiento

Método 1 (Ta)	0.3149	
Método 2	0.035	Cumple
1.3 Ta	0.408	

Fuente: Hector Salan

Figura 277: Verificación de cuantías de aceros



Fuente: ETABS 2018

3.2 Verificación de la Hipótesis

Al realizar los chequeos, las inspecciones de manera visual y los análisis que se utilizaron para aplicar las metodologías presentadas en este proyecto, los Laboratorios de Hormigón, Hidráulica y Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica expusieron los diferentes problemas constructivos, así como también los grados de vulnerabilidad en función del método que se realizó, es importante indicar que para el método cualitativo por medio de una inspección rápida visual se constató un grado de vulnerabilidad alto en cada uno de los edificios a diferencia del análisis cuantitativo que nos indicó que los laboratorios de Hidráulica y Civil tienen un grado de vulnerabilidad medio ya que cumplen con los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, salvo el caso del laboratorio de Hormigón que tiene un alto grado de vulnerabilidad necesitando la propuesta de derrocamiento ya que la implementación de reforzamiento sea con muros o encamisado de vigas y columnas no mejora el comportamiento de la estructura sino la hace más costoso

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

En los ensayos ejercidos en situ se determinó que: mediante el ensayo esclerométrico cada estructura nos entregó valores de la resistencia a la compresión del hormigón con valores para el Laboratorio de Suelos de 235 kg/cm², el Laboratorio de Hidráulica con 250 kg/cm² y el Laboratorio de Mecánica con 280 kg/cm². En el ensayo del SPT se obtuvo valores con el resultado del número de golpes que se encuentran en el intervalo de $40 > N > 12$ con una presión vertical de 2.1 kg/cm², compacidad relativa a un 80% y un coeficiente de balasto de 4.2 con esto se determinó el tipo de suelo a cuál corresponden las estructuras situándolas en un suelo tipo D.

Con la ayuda de los formatos de la FEMA 154 y la NEC 2015 con respecto a la inspección visual rápida, se concluyó que las estructuras poseen valores de 0.4 y 1.8, cabe recalcar que los coeficientes de castigo en la NEC 2015 son pequeños para estructuras de niveles menos a 4 plantas, por lo que cada edificación tiene un alto grado de vulnerabilidad a la hora de producirse un sismo.

En el empleo del análisis estático lineal nos dio como resultados el periodo fundamental de cada estructura, determinando su cumplimiento con la multiplicación de un factor de 1.3 al periodo calculado por el primer método. Se pudo evidenciar que tanto el Laboratorio de Mecánica y Hidráulica cumplen con la normativa a diferencia del Laboratorio de Hormigón que excedió al periodo calculado. Se pudo conocer el comportamiento torsional y translacional de las estructuras para establecer su comportamiento, en donde se concluyó si las edificaciones son demasíadamente flexibles y su alto grado de vulnerabilidad.

Se determinó que las estructuras tanto como la del Laboratorio de Mecánica como el Laboratorio de Hidráulica al pasar por un análisis de capacidad sus elementos estructurales soportaron las solicitaciones presentadas por la NEC 2015, en donde se vio reflejada en el desempeño de cada una de ellas para sismo de excedencia que se pueden presentar dando como resultado estructuras que se encuentran en el límite de seguridad de vida, a diferencia del Laboratorio de Hormigón que al pasar por el mismo

chequeo no soporto las solicitaciones siendo una estructura muy flexible y se encuentre en el límite de colapso.

Con las bases ejercidas sobre el tema de reforzamiento de la estructura se obtuvo una mejoría con respecto a su demanda/ capacidad en columnas dando valores menores a 1 concluyendo que la estructura en hormigón es capaz de soportar en cierta forma los niveles de amenaza sísmica siempre y cuando cuente con un reforzamiento sea para la parte metálica y la parte del concreto.

Con la ayuda de fórmulas empíricas dictadas y puestas en cálculo para conocer el estado de cada estructura frente a vibraciones ambientales sus resultados son edificios flexibles y demasíadamente flexibles ya que el factor que se genera es muy pequeño ya que se trata de estructuras de dos plantas lo que nos da un periodo fundamental por estructura del 70%, 65% y 73% respectivamente.

4.2 Recomendaciones

Para este análisis de vibraciones ambientales se lo realizo de manera experimental ya que no se cuenta con el equipo necesario para el estudio y el chequeo de cada estructura por lo que no se puede conocer a ciencia cierta la realidad en situ que pasa cada edificio mediante una cierta vibración sea ejercida por el ser humano o maquinas.

Pues a diferencia de otros años no se pudo realizar de manera precisa los chequeos y ensayos no destructivos por el poco paso que se daba para el ingreso a la Universidad Técnica de Ambato lo que dificulto un poco en la obtención de coeficientes y valores al momento del estudio.

En el caso del Laboratorio de Hormigón el estudio de esta estructura es en cierta parte más complejo tanto por la vida útil de la estructura, así como el deterioro de la misma por lo que los mecanismos de reforzamiento son

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] M. Moncayo Theurer, “Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970,” *Ingeniería Revista académica*, vol. 21, no. 2, pp. 55–64, 2017.
- [2] J. P. Torres Lescano, “Estado central , gobierno local y población ambateña en la reconstrucción de la urbe tras el terremoto del 5 de agosto de 1949,” Quito: Universidad Andina Simón Bolívar, 2017.
- [3] J. Moreta, “Evaluación estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del centro educativo Juan Pablo I del DMQ,” Universidad Central del Ecuador, 2015.
- [4] D. A. Galarza Altamirano, “Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio De La Ocus Mediante Comparación Del Análisis Estático No Lineal (Pushover), Análisis Estático Modal (Pushover Multimodal) Y Dinámico No-Lineal (Historia De Respuesta),” Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [5] J. L. Perez, “DISEÑO SISMO RESISTENTE POR DESEMPEÑO Y SUS EFECTOS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL,” Ambato: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, 2013.
- [6] G. A. Montalvo Quinteros, “Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, campus Huachi,” Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [7] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras,” *Quito: MIDUVI*, 2016.
- [8] B. I. Yugcha, “Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha,” Quito: Universidad Central del Ecuador, 2018.
- [9] B. A. Chavez, “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Quito-Ecuador y Riesgo de Pérdida,” Quito: Escuela Politécnica

Nacional, 2016.

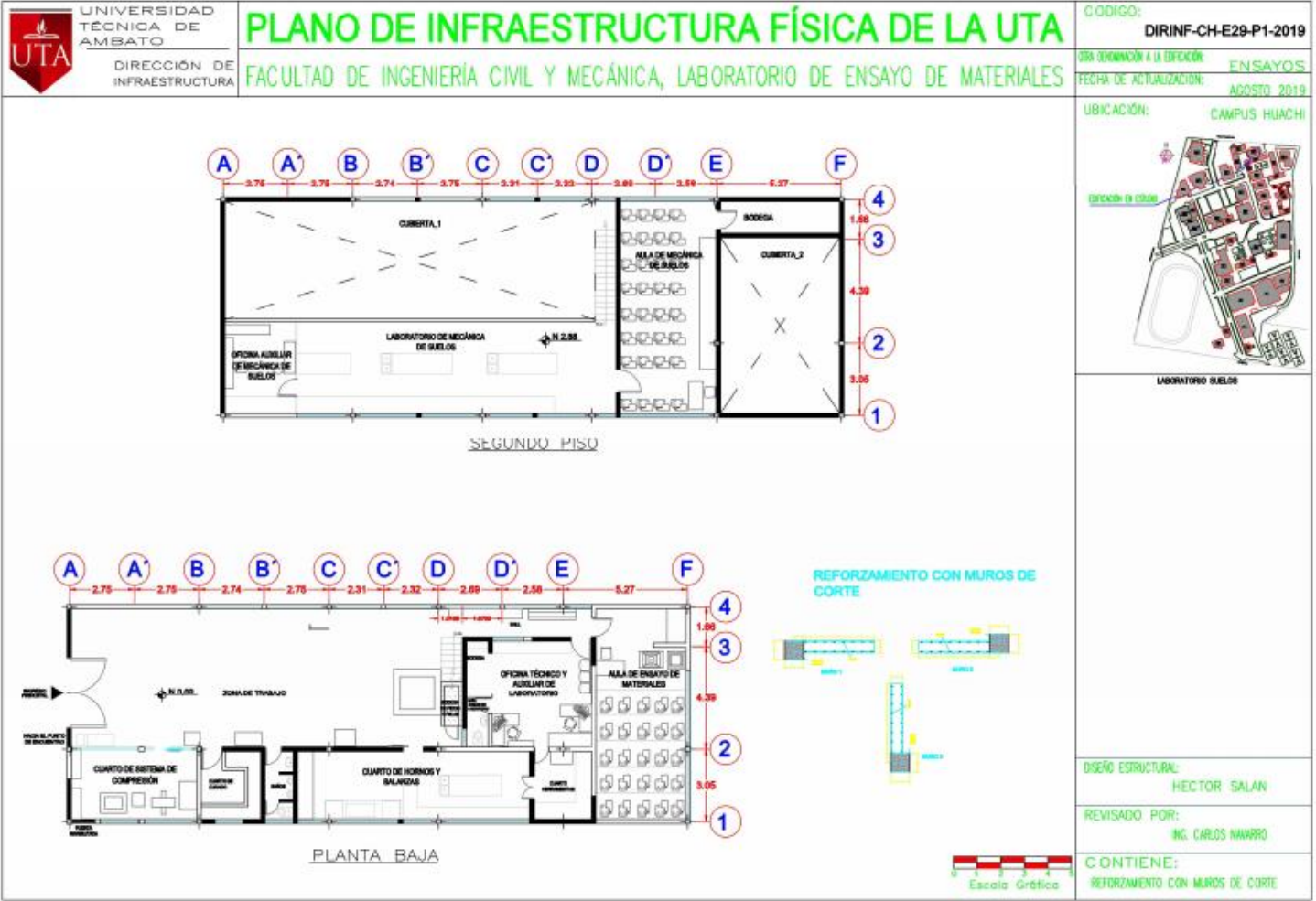
- [10] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC - 2015, “Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente,” *Quito: MIDUVI*, 2015.
- [11] H. A. Parra, “Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito,” Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2016.
- [12] N. F. Fuentes, “Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal ‘Pushover,’” Huaraz: UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO, 2018.
- [13] B. Darío and L. Rodrigo, “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada,” Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.
- [14] A. Luna, “EVALUACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.,” Universidad Técnica de Ambato, 2018.
- [15] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras,” *MIDUVI*, 2014, [Online]. Available: <https://habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-RE-Riesgo-sísmico.pdf>.
- [16] Federal Emergency Management Agency, *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, Third Edit. California: FEMA 154, 2014.
- [17] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. San Francisco, 2014.
- [18] Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C.: FEMA 356, 2000.
- [19] J. Blas and E. Sosa, “Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de

análisis estático no lineal Pushover, caso Puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista- Piura,” Lima: Universidad Ricardo Palma, 2019.

- [20] Applied Technology Council, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: ATC-40, 1996.
- [21] E. Barreto, “Evaluación de columnas de Hormigón Armado mediante métodos no destructivos,” Cuenca: Universidad de Cuenca, 2018.
- [22] Federal Emergency Management Agency, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.: FEMA 440, 2005.
- [23] J. Bowles, *Propiedades Geofísicas de los Suelos*, Primera. Bogota, 1982.
- [24] J. H. Otavalo Alba, “Determinación de los principales problemas de configuración estructural en edificaciones, que aumentan la vulnerabilidad sísmica en el Ecuador,” Universidad Central del Ecuador, 2017.
- [25] F. P. PIMBO, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES,” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, 2021.
- [26] MIDUVI, “NEC-SE-CG Cargas no sísmicas,” in *Ministerio de desarrollo Urbano y vivienda*, 2015, pp. 1689–1699.
- [27] L. C. Esquivel Salas and V. Schmidt Díaz, “Mediciones De Vibraciones Ambientales En Tres Edificios De Concreto Reforzado De 28, 11 Y 6 Pisos,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 103, no. 95, San Jose, pp. 81–103, 2016.
- [28] J. M. TRUJILLO, “DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS DE SISTEMAS FÍSICOS EMPLEANDO TÉCNICAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL,” UNIVERSIDAD EAFIT, 2011.

ANEXOS

PLANOS ESTRUCTURALES CON LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO CON MUROS ESTRUCTURALES



ANEXO B
ENSAYO PARA LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCION

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS ESTRUCTURAL DE DISEÑO SERVICIO DE LOS EDIFICIOS DE LA UTA
 SECTOR: CANTON AMBATO
 UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
 MUESTRA N°: 2

ORDEN DE TRABAJO No. 0016M
 ENSAVADO POR: Sr. Luis Torres
 CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas
 FECHA: 19/11/2020

No. LSS: 2.00 metros
 17/11/2020
 PROFUNDIDAD: 105
 USO: HUMEDAD NATURAL

YACIMIENTO: 35.3
 FECHA DE RECEPCION: 16.20
 N° DE MUESTRAS: 33.01
 N° DE MUESTRAS: 16.20
 N° DE MUESTRAS: 13.62
 N° DE MUESTRAS: 35.56
 N° DE MUESTRAS: 10.00
 N° DE MUESTRAS: 13.72
 N° DE MUESTRAS: 13.67

GRANULOMETRIA SERIE GRUESA	PROYECTO	USO	FECHA	PROFUNDIDAD	W	W _L
3"						
2"						
1.5"						
1"						
0.75"						
3/8"						
N° 4	25	7	93			
PASA N° 4	40	11	89			
	312	89				

LIMITE LIQUIDO

SERIE FINA	PROYECTO	USO	FECHA	PROFUNDIDAD	W	W _L
N° 4						
8						
10	25	7	82			
16						
20						
30						
40	90	26	63			
50						
60						
100						
200	210	60	29			
PASA N° 200	102	29				
	352					

LIMITE PLASTICO

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.
 PESO INICIAL SECO 352 gr.

W_p = 13.67 %
 W_L =
 W_p =
 W_L =
 W_p =
 W_L =

N-P = 13.67 %
 SUCS = SM
 NO PLASTICO

ING. JORGE CEVALLOS
 SR. HECTOR SALAN
 SR. EDUARDO LAURA
 SRA. PATRICIA PISCO

ING. Paulina Salas G.
 TECNICA LABORATORIO CEDICONS

LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS EN EL PUNTO MEDIO DE LOS LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y LA FACULTAD DE FISEI



Los Alamos 2, Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
 09871.708.20 - 032306621
 paulinasalasg@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCION

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS ESTRUCTURAL DE DISEÑO DE SERVIDO DE LOS EDIFICIOS DE LA UTA

SECTOR: CANTON AMBATO

UBICACION: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

MUESTRA N°: 3

PROFUNDIDAD: No. 205 - 2,50 metros.

USO:

YACIMIENTO:

FECHA DE RECEPCION:

TIPO	N°	RESISTENCIA	PERMITIDO	NATURAL	N. P.M.	N. P.M.	N. P.M.
3"							
2"							
1 1/2"							
1"							
3/4"							
3/8"							
N° 4							
PASA N° 4							

GRANULOMETRIA SERIE GRUESA

TIPO	N°	RESISTENCIA	PERMITIDO	NATURAL	N. P.M.	N. P.M.	N. P.M.
3"							
2"							
1 1/2"							
1"							
3/4"							
3/8"							
N° 4							
PASA N° 4							

SERIE FINA

TIPO	N°	RESISTENCIA	PERMITIDO	NATURAL	N. P.M.	N. P.M.	N. P.M.
3"							
2"							
1 1/2"							
1"							
3/4"							
3/8"							
N° 4							
PASA N° 4							

ORDEN DE TRABAJO No. 001894

ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres

CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas

FECHA: 19/11/2020

CAPAS	N° DE GOLPES	PROLAP + VIBRO BLO	PROLAP + VIBRO BLO	PROLAP + VIBRO BLO	N. N.
A	35,23	33,06	36,10	32,79	
B	36,58	34,35	35,00	32,15	12,47

HUMEDAD NATURAL

LIMITE LIQUIDO

LIMITE PLASTICO

GRANULOMETRIA SERIE GRUESA

TIPO	N°	RESISTENCIA	PERMITIDO	NATURAL	N. P.M.	N. P.M.	N. P.M.
3"							
2"							
1 1/2"							
1"							
3/4"							
3/8"							
N° 4							
PASA N° 4							

SERIE FINA

TIPO	N°	RESISTENCIA	PERMITIDO	NATURAL	N. P.M.	N. P.M.	N. P.M.
3"							
2"							
1 1/2"							
1"							
3/4"							
3/8"							
N° 4							
PASA N° 4							

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.

PESO INICIAL SECO 356 gr.

Wp = 12.47 %

Wp =

Wl =

Wp =

Wp =

N-P

SUCS = SM

NO PLASTICO

TUTOR: ING. JORGE CEVALLOS

ALUMNOS: SR. HECTOR SALAN

SRA. EDUARDO LAURA

SRA. PATRICIA PILCO

LAS MUESTRAS FUERON TOMADAS EN EL PUNTO MEDIO DE LOS LABORATORIOS DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y LA FACULTAD DE FISEI

INGENIEROS CONSULTORES

CEVICONS

Ing. Paulina Salas G.

TECNICA LABORATORIO CEDICONS

HUMEDAD VA NP DE GOLPES

N-P

NUMERO DE GOLPES

% DE HUMEDAD

10

30

40

50

60

70

80

90

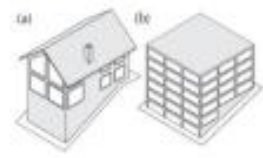
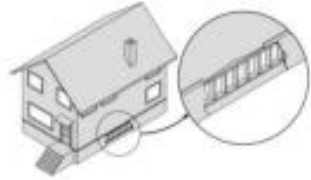
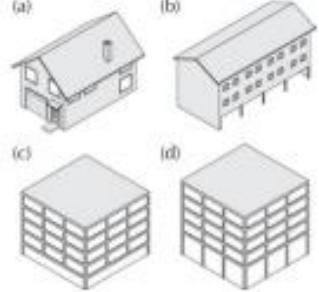
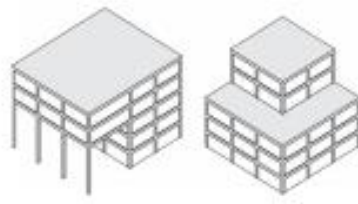
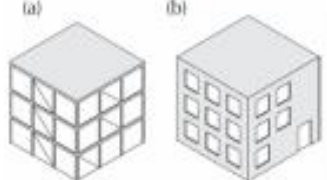
100

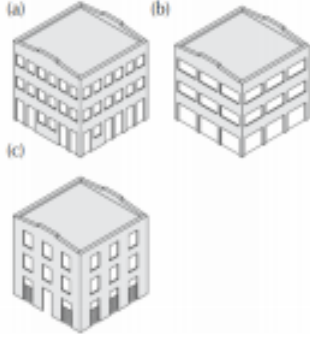

Los Álamos 2. Leopoldo Ormazá Mz. G # 18
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
 0987170820 - 032306621
 paulinasalas@yahoo.com.mx

ANEXO C

TABLAS PARA ANÁLISIS Y COEFICIENTES DE RESULTADOS

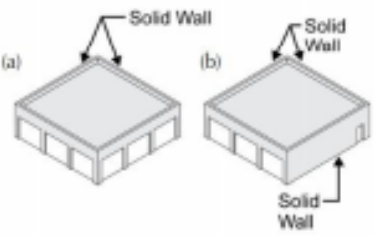

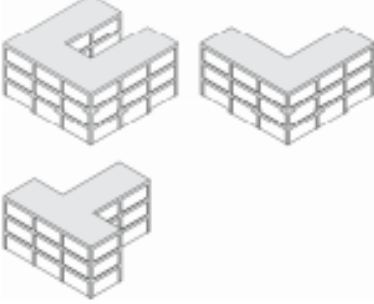
Referencia de Irregularidades verticales


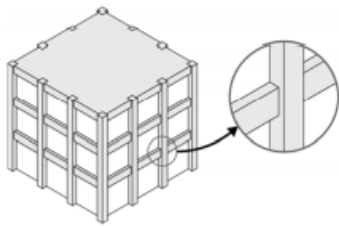
Tabla B-4 Guía de referencia de irregularidades verticales			
	Irregularidad vertical	Severidad	Nivel I Instrucciones
Sitio inclinado		Varia	Aplicar si hay más de una pendiente de un piso de un lado del edificio al otro. Evaluar como Severo para edificios W1 como se muestra en la Figura (a); evalúe como Moderado para todos los demás tipos de edificios como se muestra en la Figura (b).
Muro lisiado sin refuerzo		Moderada	Aplicar si se observan paredes lisas sin refuerzo en el espacio de acceso del edificio. Esto se aplica a los edificios W1. Si el sótano está ocupado, considere esta condición como un piso suave.
Piso débil y / o blanda		Severo	Aplicar: Figura (a): Para una casa W1 con espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura del garaje. Figura (b): Para un edificio W1A con un frente abierto en la planta baja (como un estacionamiento). Figura (c): Cuando uno de los pisos tiene menos paredes o menos columnas que los demás (generalmente el piso inferior). Figura (d): cuando uno de los pisos es más alto que los demás (generalmente el piso de abajo).
Revés fuera del plano		Severo	Aplicar si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en planta. Esta irregularidad es más severa cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están fuera de borda de los de los niveles inferiores como se muestra en la Figura (a). La condición de la Figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si se sabe que los muros no apilables no son estructurales, esta irregularidad no se aplica. Aplicar el retroceso si es mayor o igual a 2 pies.
Revés en el plano		Moderada	Aplicar si hay un desplazamiento en el plano del sistema lateral. Por lo general, esto se puede observar en edificios con armazón arriostrado (Figura (a)) y muros de corte (Figura (b)).

<p>Columna / pilar corto</p>		<p>Severa</p>	<p>Aplicar si: Figura (a): Algunas columnas / pilares son mucho más cortos que las columnas / pilares típicos en la misma línea. Figura (b): Las columnas / pilares son estrechos en comparación con la profundidad de las vigas. Figura (c): Hay paredes de relleno que acortan la altura libre de la columna. Tenga en cuenta que esta deficiencia se observa normalmente en los tipos de edificios de hormigón y acero más antiguos.</p>
<p>Niveles divididos</p>		<p>Moderada</p>	<p>Aplicar si los pisos del edificio no se alinean o si hay un escalón en el nivel del techo.</p>

Fuente: FEMA 154

Irregularidades en planta

Tabla B-5 Guía de referencia de irregularidades en planta		Nivel 1 Instrucciones
	Irregularidad en planta	
<p>Torsión</p>		<p>Aplicar si hay buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra, o si hay rigidez excéntrica en planta (como se muestra en las Figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con muchas aberturas en los lados restantes).</p>
<p>Sistemas no paralelos</p>		<p>Aplicar si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados.</p>
<p>Esquina reentrante</p>		<p>Aplicar si hay una esquina reentrante, es decir, el edificio tiene forma de L, U, T o +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, verifique si hay separaciones sísmicas donde las alas se unen. Si es así, evalúe los golpes.</p>

Aberturas de diafragma		Aplicar si hay una abertura que tiene un ancho de más del 50% del ancho del diafragma en cualquier nivel.
Las vigas no se alinean con las columnas		Aplicar si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano. Normalmente, esto se aplica a edificios de hormigón, donde las columnas perimetrales están fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA 154

Espectro de respuesta elástico y reducido.

Espectro de respuesta y diseño del edificio del Laboratorio de Hidráulica.

ESPECTROS ELÁSTICO Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE-DS									
ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO			ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO		
T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0.00	0.4800	0.0963	0	0.0962	2.55	0.3259	0.0654	2.55	0.0653
0.05	0.7598	0.1524	0.05	0.1524	2.60	0.3196	0.0641	2.6	0.0641
0.10	1.0397	0.2086	0.1	0.2085	2.65	0.3136	0.0629	2.65	0.0629
0.15	1.1904	0.2388	0.15	0.2388	2.70	0.3078	0.0617	2.7	0.0617
0.20	1.1904	0.2388	0.2	0.2388	2.75	0.3022	0.0606	2.75	0.0606
0.25	1.1904	0.2388	0.25	0.2388	2.80	0.2968	0.0595	2.8	0.0595
0.30	1.1904	0.2388	0.3	0.2388	2.85	0.2916	0.0585	2.85	0.0584
0.35	1.1904	0.2388	0.35	0.2388	2.90	0.2866	0.0575	2.9	0.0574
0.40	1.1904	0.2388	0.4	0.2388	2.95	0.2817	0.0565	2.95	0.0565
0.45	1.1904	0.2388	0.45	0.2388	3.00	0.2770	0.0556	3	0.0555
0.50	1.1904	0.2388	0.5	0.2388	3.05	0.2725	0.0547	3.05	0.0546
0.55	1.1904	0.2388	0.55	0.2388	3.10	0.2681	0.0538	3.1	0.0537
0.60	1.1904	0.2388	0.6	0.2388	3.15	0.2638	0.0529	3.15	0.0529
0.65	1.1904	0.2388	0.65	0.2388	3.20	0.2597	0.0521	3.2	0.0521
0.70	1.1872	0.2382	0.7	0.2381	3.25	0.2557	0.0513	3.25	0.0512
0.75	1.1081	0.2223	0.75	0.2222	3.30	0.2518	0.0505	3.3	0.0505
0.80	1.0388	0.2084	0.8	0.2084	3.35	0.2481	0.0498	3.35	0.0497
0.85	0.9777	0.1961	0.85	0.1961	3.40	0.2444	0.0490	3.4	0.049
0.90	0.9234	0.1852	0.9	0.1852	3.45	0.2409	0.0483	3.45	0.0483
0.95	0.8748	0.1755	0.95	0.1754	3.50	0.2374	0.0476	3.5	0.0476

1.00	0.8311	0.1667	1	0.1667	3.55	0.2341	0.0470	3.55	0.0469
1.05	0.7915	0.1588	1.05	0.1587	3.60	0.2308	0.0463	3.6	0.0463
1.10	0.7555	0.1516	1.1	0.1515	3.65	0.2277	0.0457	3.65	0.0456
1.15	0.7227	0.1450	1.15	0.1449	3.70	0.2246	0.0451	3.7	0.045
1.20	0.6925	0.1389	1.2	0.1389	3.75	0.2216	0.0445	3.75	0.0444
1.25	0.6648	0.1334	1.25	0.1333	3.80	0.2187	0.0439	3.8	0.0438
1.30	0.6393	0.1282	1.3	0.1282	3.85	0.2159	0.0433	3.85	0.0433
1.35	0.6156	0.1235	1.35	0.1234	3.90	0.2131	0.0427	3.9	0.0427
1.40	0.5936	0.1191	1.4	0.119	3.95	0.2104	0.0422	3.95	0.0422
1.45	0.5731	0.1150	1.45	0.1149	4.00	0.2078	0.0417	4	0.0416
1.50	0.5540	0.1111	1.5	0.1111	4.05	0.2052	0.0412	4.05	0.0411
1.55	0.5362	0.1076	1.55	0.1075	4.10	0.2027	0.0407	4.1	0.0406
1.60	0.5194	0.1042	1.6	0.1042	4.15	0.2003	0.0402	4.15	0.0401
1.65	0.5037	0.1010	1.65	0.101	4.20	0.1979	0.0397	4.2	0.0396
1.70	0.4889	0.0981	1.7	0.098	4.25	0.1955	0.0392	4.25	0.0392
1.75	0.4749	0.0953	1.75	0.0952	4.30	0.1933	0.0388	4.3	0.0387
1.80	0.4617	0.0926	1.8	0.0926	4.35	0.1910	0.0383	4.35	0.0383
1.85	0.4492	0.0901	1.85	0.0901	4.40	0.1889	0.0379	4.4	0.0378
1.90	0.4374	0.0877	1.9	0.0877	4.45	0.1868	0.0375	4.45	0.0374
1.95	0.4262	0.0855	1.95	0.0854	4.50	0.1847	0.0370	4.5	0.037
2.00	0.4155	0.0834	2	0.0833	4.55	0.1827	0.0366	4.55	0.0366
2.05	0.4054	0.0813	2.05	0.0813	4.60	0.1807	0.0362	4.6	0.0362
2.10	0.3957	0.0794	2.1	0.0793	4.65	0.1787	0.0359	4.65	0.0358
2.15	0.3865	0.0775	2.15	0.0775	4.70	0.1768	0.0355	4.7	0.0354
2.20	0.3778	0.0758	2.2	0.0757	4.75	0.1750	0.0351	4.75	0.035
2.25	0.3694	0.0741	2.25	0.074	4.80	0.1731	0.0347	4.8	0.0347
2.30	0.3613	0.0725	2.3	0.0724	4.85	0.1714	0.0344	4.85	0.0343
2.35	0.3536	0.0709	2.35	0.0709	4.90	0.1696	0.0340	4.9	0.034
2.40	0.3463	0.0695	2.4	0.0694	4.95	0.1679	0.0337	4.95	0.0336
2.45	0.3392	0.0681	2.45	0.068	5.00	0.1662	0.0333	5	0.0333
2.50	0.3324	0.0667	2.5	0.0666					

Fuente: Hector Salán

Espectro de respuesta y diseño del edificio del Laboratorio de Mecánica.

ESPECTROS ELÁSTICO Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE-DS									
ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO			ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO		
T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0.00	0.4800	0.0867	0	0.0866	2.55	0.3259	0.0588	2.55	0.0588
0.05	0.7598	0.1372	0.05	0.1371	2.60	0.3196	0.0577	2.6	0.0577
0.10	1.0397	0.1877	0.1	0.1877	2.65	0.3136	0.0566	2.65	0.0566
0.15	1.1904	0.2149	0.15	0.2149	2.70	0.3078	0.0556	2.7	0.0555
0.20	1.1904	0.2149	0.2	0.2149	2.75	0.3022	0.0546	2.75	0.0545

0.25	1.1904	0.2149	0.25	0.2149	2.80	0.2968	0.0536	2.8	0.0535
0.30	1.1904	0.2149	0.3	0.2149	2.85	0.2916	0.0526	2.85	0.0526
0.35	1.1904	0.2149	0.35	0.2149	2.90	0.2866	0.0517	2.9	0.0517
0.40	1.1904	0.2149	0.4	0.2149	2.95	0.2817	0.0509	2.95	0.0508
0.45	1.1904	0.2149	0.45	0.2149	3.00	0.2770	0.0500	3	0.05
0.50	1.1904	0.2149	0.5	0.2149	3.05	0.2725	0.0492	3.05	0.0491
0.55	1.1904	0.2149	0.55	0.2149	3.10	0.2681	0.0484	3.1	0.0484
0.60	1.1904	0.2149	0.6	0.2149	3.15	0.2638	0.0476	3.15	0.0476
0.65	1.1904	0.2149	0.65	0.2149	3.20	0.2597	0.0469	3.2	0.0468
0.70	1.1872	0.2144	0.7	0.2143	3.25	0.2557	0.0462	3.25	0.0461
0.75	1.1081	0.2001	0.75	0.2	3.30	0.2518	0.0455	3.3	0.0454
0.80	1.0388	0.1876	0.8	0.1875	3.35	0.2481	0.0448	3.35	0.0447
0.85	0.9777	0.1765	0.85	0.1765	3.40	0.2444	0.0441	3.4	0.0441
0.90	0.9234	0.1667	0.9	0.1667	3.45	0.2409	0.0435	3.45	0.0434
0.95	0.8748	0.1579	0.95	0.1579	3.50	0.2374	0.0429	3.5	0.0428
1.00	0.8311	0.1501	1	0.15	3.55	0.2341	0.0423	3.55	0.0422
1.05	0.7915	0.1429	1.05	0.1429	3.60	0.2308	0.0417	3.6	0.0416
1.10	0.7555	0.1364	1.1	0.1364	3.65	0.2277	0.0411	3.65	0.0411
1.15	0.7227	0.1305	1.15	0.1304	3.70	0.2246	0.0406	3.7	0.0405
1.20	0.6925	0.1250	1.2	0.125	3.75	0.2216	0.0400	3.75	0.04
1.25	0.6648	0.1200	1.25	0.12	3.80	0.2187	0.0395	3.8	0.0394
1.30	0.6393	0.1154	1.3	0.1154	3.85	0.2159	0.0390	3.85	0.0389
1.35	0.6156	0.1111	1.35	0.1111	3.90	0.2131	0.0385	3.9	0.0384
1.40	0.5936	0.1072	1.4	0.1071	3.95	0.2104	0.0380	3.95	0.0379
1.45	0.5731	0.1035	1.45	0.1034	4.00	0.2078	0.0375	4	0.0375
1.50	0.5540	0.1000	1.5	0.1	4.05	0.2052	0.0370	4.05	0.037
1.55	0.5362	0.0968	1.55	0.0968	4.10	0.2027	0.0366	4.1	0.0365
1.60	0.5194	0.0938	1.6	0.0937	4.15	0.2003	0.0362	4.15	0.0361
1.65	0.5037	0.0909	1.65	0.0909	4.20	0.1979	0.0357	4.2	0.0357
1.70	0.4889	0.0883	1.7	0.0882	4.25	0.1955	0.0353	4.25	0.0353
1.75	0.4749	0.0857	1.75	0.0857	4.30	0.1933	0.0349	4.3	0.0348
1.80	0.4617	0.0834	1.8	0.0833	4.35	0.1910	0.0345	4.35	0.0344
1.85	0.4492	0.0811	1.85	0.0811	4.40	0.1889	0.0341	4.4	0.0341
1.90	0.4374	0.0790	1.9	0.0789	4.45	0.1868	0.0337	4.45	0.0337
1.95	0.4262	0.0769	1.95	0.0769	4.50	0.1847	0.0333	4.5	0.0333
2.00	0.4155	0.0750	2	0.075	4.55	0.1827	0.0330	4.55	0.0329
2.05	0.4054	0.0732	2.05	0.0731	4.60	0.1807	0.0326	4.6	0.0326
2.10	0.3957	0.0715	2.1	0.0714	4.65	0.1787	0.0323	4.65	0.0322
2.15	0.3865	0.0698	2.15	0.0697	4.70	0.1768	0.0319	4.7	0.0319
2.20	0.3778	0.0682	2.2	0.0682	4.75	0.1750	0.0316	4.75	0.0315
2.25	0.3694	0.0667	2.25	0.0666	4.80	0.1731	0.0313	4.8	0.0312
2.30	0.3613	0.0652	2.3	0.0652	4.85	0.1714	0.0309	4.85	0.0309
2.35	0.3536	0.0639	2.35	0.0638	4.90	0.1696	0.0306	4.9	0.0306
2.40	0.3463	0.0625	2.4	0.0625	4.95	0.1679	0.0303	4.95	0.0303

2.45	0.3392	0.0612	2.45	0.0612	5.00	0.1662	0.0300	5	0.03
2.50	0.3324	0.0600	2.5	0.06					

Fuente: Hector Salán

Espectro de respuesta y diseño del edificio del Laboratorio de Hormigón.

ESPECTROS ELÁSTICO Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE-DS									
ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO			ESPECTRO ELÁSTICO		ESPECTRO REDUCIDO		
T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0.00	0.4800	0.0963	0	0.0962	2.55	0.3259	0.0654	2.55	0.0653
0.05	0.7598	0.1524	0.05	0.1524	2.60	0.3196	0.0641	2.6	0.0641
0.10	1.0397	0.2086	0.1	0.2085	2.65	0.3136	0.0629	2.65	0.0629
0.15	1.1904	0.2388	0.15	0.2388	2.70	0.3078	0.0617	2.7	0.0617
0.20	1.1904	0.2388	0.2	0.2388	2.75	0.3022	0.0606	2.75	0.0606
0.25	1.1904	0.2388	0.25	0.2388	2.80	0.2968	0.0595	2.8	0.0595
0.30	1.1904	0.2388	0.3	0.2388	2.85	0.2916	0.0585	2.85	0.0584
0.35	1.1904	0.2388	0.35	0.2388	2.90	0.2866	0.0575	2.9	0.0574
0.40	1.1904	0.2388	0.4	0.2388	2.95	0.2817	0.0565	2.95	0.0565
0.45	1.1904	0.2388	0.45	0.2388	3.00	0.2770	0.0556	3	0.0555
0.50	1.1904	0.2388	0.5	0.2388	3.05	0.2725	0.0547	3.05	0.0546
0.55	1.1904	0.2388	0.55	0.2388	3.10	0.2681	0.0538	3.1	0.0537
0.60	1.1904	0.2388	0.6	0.2388	3.15	0.2638	0.0529	3.15	0.0529
0.65	1.1904	0.2388	0.65	0.2388	3.20	0.2597	0.0521	3.2	0.0521
0.70	1.1872	0.2382	0.7	0.2381	3.25	0.2557	0.0513	3.25	0.0512
0.75	1.1081	0.2223	0.75	0.2222	3.30	0.2518	0.0505	3.3	0.0505
0.80	1.0388	0.2084	0.8	0.2084	3.35	0.2481	0.0498	3.35	0.0497
0.85	0.9777	0.1961	0.85	0.1961	3.40	0.2444	0.0490	3.4	0.049
0.90	0.9234	0.1852	0.9	0.1852	3.45	0.2409	0.0483	3.45	0.0483
0.95	0.8748	0.1755	0.95	0.1754	3.50	0.2374	0.0476	3.5	0.0476
1.00	0.8311	0.1667	1	0.1667	3.55	0.2341	0.0470	3.55	0.0469
1.05	0.7915	0.1588	1.05	0.1587	3.60	0.2308	0.0463	3.6	0.0463
1.10	0.7555	0.1516	1.1	0.1515	3.65	0.2277	0.0457	3.65	0.0456
1.15	0.7227	0.1450	1.15	0.1449	3.70	0.2246	0.0451	3.7	0.045
1.20	0.6925	0.1389	1.2	0.1389	3.75	0.2216	0.0445	3.75	0.0444
1.25	0.6648	0.1334	1.25	0.1333	3.80	0.2187	0.0439	3.8	0.0438
1.30	0.6393	0.1282	1.3	0.1282	3.85	0.2159	0.0433	3.85	0.0433
1.35	0.6156	0.1235	1.35	0.1234	3.90	0.2131	0.0427	3.9	0.0427
1.40	0.5936	0.1191	1.4	0.119	3.95	0.2104	0.0422	3.95	0.0422
1.45	0.5731	0.1150	1.45	0.1149	4.00	0.2078	0.0417	4	0.0416
1.50	0.5540	0.1111	1.5	0.1111	4.05	0.2052	0.0412	4.05	0.0411
1.55	0.5362	0.1076	1.55	0.1075	4.10	0.2027	0.0407	4.1	0.0406
1.60	0.5194	0.1042	1.6	0.1042	4.15	0.2003	0.0402	4.15	0.0401
1.65	0.5037	0.1010	1.65	0.101	4.20	0.1979	0.0397	4.2	0.0396

1.70	0.4889	0.0981	1.7	0.098	4.25	0.1955	0.0392	4.25	0.0392
1.75	0.4749	0.0953	1.75	0.0952	4.30	0.1933	0.0388	4.3	0.0387
1.80	0.4617	0.0926	1.8	0.0926	4.35	0.1910	0.0383	4.35	0.0383
1.85	0.4492	0.0901	1.85	0.0901	4.40	0.1889	0.0379	4.4	0.0378
1.90	0.4374	0.0877	1.9	0.0877	4.45	0.1868	0.0375	4.45	0.0374
1.95	0.4262	0.0855	1.95	0.0854	4.50	0.1847	0.0370	4.5	0.037
2.00	0.4155	0.0834	2	0.0833	4.55	0.1827	0.0366	4.55	0.0366
2.05	0.4054	0.0813	2.05	0.0813	4.60	0.1807	0.0362	4.6	0.0362
2.10	0.3957	0.0794	2.1	0.0793	4.65	0.1787	0.0359	4.65	0.0358
2.15	0.3865	0.0775	2.15	0.0775	4.70	0.1768	0.0355	4.7	0.0354
2.20	0.3778	0.0758	2.2	0.0757	4.75	0.1750	0.0351	4.75	0.035
2.25	0.3694	0.0741	2.25	0.074	4.80	0.1731	0.0347	4.8	0.0347
2.30	0.3613	0.0725	2.3	0.0724	4.85	0.1714	0.0344	4.85	0.0343
2.35	0.3536	0.0709	2.35	0.0709	4.90	0.1696	0.0340	4.9	0.034
2.40	0.3463	0.0695	2.4	0.0694	4.95	0.1679	0.0337	4.95	0.0336
2.45	0.3392	0.0681	2.45	0.068	5.00	0.1662	0.0333	5	0.0333
2.50	0.3324	0.0667	2.5	0.0666					

Fuente: Hector Salán

<p>Universidad Técnica de Ambato</p> <p>Facultad de Ingeniería Civil Y mecánica</p> <p>Carrera de Ingeniería Civil</p> <p>Fotografías</p>	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
DESCRIPCION: ENSAYO DE SPT	DESCRIPCION: TOMA DE LA MUESTRA 3.
Fotografía 3	Fotografía 4

	
<p>DESCRIPCION: ENSAYO CON EL MARTILLO ESCLEROMETRICO</p>	<p>DESCRIPCION: TOMA DE VARIOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON EL MARTILLO ESCLEROMETRICO</p>
<p>Fotografía 5</p>	<p>Fotografía 6</p>
	
<p>DESCRIPCION: TOMA DE MUESTRAS DEL LABORATORIO DE HORMIGON</p>	<p>DESCRIPCION: PERFILES METALICOS DEL LABORATORIO DE HORMIGON</p>