



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 DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MEDICIÓN DE
VIBRACIONES EN LOSAS DE ENTREPISO PARA EL REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL CENTRO DE IDIOMAS, CAMPUS
HUACHI CHICO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**

AUTOR: Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

AMBATO – ECUADOR

Septiembre - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MEDICIÓN DE VIBRACIONES EN LOSAS DE ENTREPISO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL CENTRO DE IDIOMAS, CAMPUS HUACHI CHICO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**, elaborado por el Sr. **Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 0504365800, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, Septiembre 2022



Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera
TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa**, con C.I. 0504365800 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MEDICIÓN DE VIBRACIONES EN LOSAS DE ENTREPISO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL CENTRO DE IDIOMAS, CAMPUS HUACHI CHICO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**, así como también tablas, 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 2022



Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa
C.I. 0504365800
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, Septiembre 2022



Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa
C.I. 0504365800
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Jhofre Wilfrido Caiza Changoluisa de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y MEDICIÓN DE VIBRACIONES EN LOSAS DE ENTREPISO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL CENTRO DE IDIOMAS, CAMPUS HUACHI CHICO DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO”**.

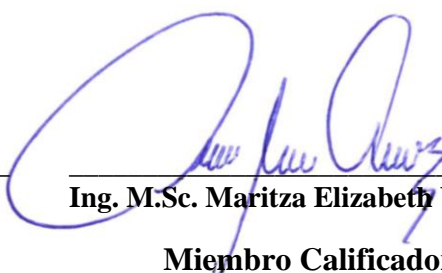
Ambato, Septiembre 2022

Para constancia firman:



Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

Miembro Calificador



Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

Miembro Calificador

DEDICATORÍA

A mis padres, Daniel y Valentina por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad; todo lo que soy y seré se los debo a ustedes. Me formaron con reglas y con algunas libertades, pero al final de cuentas, me motivaron constantemente para alcanzar mis anhelos.

A mi bisabuelo, Antonio, cuanto daría por poder compartir este momento contigo, te extraño tanto.

Jhofre W. Caiza

AGRADECIMIENTO

A dios, por darme la vida, salud y sabiduría a lo largo de este camino.

A la Universidad Técnica de Ambato, por permitirme formarme en un profesional en lo que tanto me apasiona.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica que se convirtió en mi segundo hogar en todos estos años.

A mis padres, gracias por su sacrificio diario para brindarme todo lo necesario para mi formación personal y profesional.

A mi tutor, Ing. Mg. Jorge Cevallos, por compartir sus conocimientos y sobre todo por el tiempo dedicado para el desarrollo de este trabajo experimental.

A mis amigos, por buenos y malos momentos que pasamos, por la ayuda desinteresada y el conocimiento compartido, gracias por todo.

Jhofre W. Caiza

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORÍA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xx
RESUMEN.....	xxvi
ABSTRACT.....	xxvii
CAPITULO I.....	1
1. MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	3
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	5
1.1.3.1 Riesgo Sísmico	5
1.1.3.2 Peligro Sísmico.....	5
1.1.3.2.1 Origen de los sismos	5
1.1.3.2.2 Eventos sísmicos en el Ecuador.....	7
1.1.3.2.3 Análisis Determinista.....	8
1.1.3.2.4 Análisis Probabilista	9
1.1.3.3 Vulnerabilidad Sísmica.....	9
1.1.3.3.1 Metodologías para el análisis de vulnerabilidad sísmica de edificios	9

1.1.3.3.1.1	Métodos Cualitativos	10
1.1.3.3.1.1.1	Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154	10
1.1.3.3.1.1.2	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15).....	14
1.1.3.3.1.1.3	Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)	17
1.1.3.3.1.2	Métodos Cuantitativos	20
1.1.3.4	Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	20
1.1.3.4.1	Base del procedimiento.....	21
1.1.3.4.2	Consideraciones de modelado y análisis para AENL.....	22
1.1.3.4.2.1	Requisitos generales.....	22
1.1.3.4.2.2	Nodo de control.....	23
1.1.3.4.2.3	Distribución de la carga lateral	23
1.1.3.4.3	Capacidad.....	23
1.1.3.4.3.1	Curva de capacidad	24
1.1.3.4.3.2	Moledo de comportamiento del Hormigón (Mander et al 1988)	25
1.1.3.4.3.2.1	Modelo de histéresis	27
1.1.3.4.3.3	Moledo de comportamiento del Acero.....	28
1.1.3.4.3.3.1	Modelo de histéresis	29
1.1.3.4.3.4	Relaciones generales de Fuerza-Deformación.	30
1.1.3.4.4	Demanda.....	34
1.1.3.4.4.1	Espectro Determinista según FICM.....	34
1.1.3.4.4.2	Espectro de respuesta según NEC-2015	35

1.1.3.4.5	Desempeño.....	38
1.1.3.4.5.1	Niveles de desempeño.....	38
1.1.3.4.5.1.1	Niveles y rangos de desempeño estructural.....	39
1.1.3.4.5.1.2	Niveles de desempeño no estructurales.....	41
1.1.3.4.5.1.3	Designación de los niveles de desempeño del edificio objetivo	42
1.1.3.4.5.2	Determinación el punto de desempeño - Método de Espectro de Capacidad (MEC)	43
1.1.3.4.5.2.1	Conversión de espectro de respuesta a espectro de aceleración vs desplazamiento	44
1.1.3.4.5.2.2	Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad	45
1.1.3.4.5.2.3	Representación bilineal del espectro de capacidad	46
1.1.3.4.5.2.4	Rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ ,.....	47
1.1.3.4.5.2.5	Amortiguamiento efectivo.....	48
1.1.3.4.5.2.6	Periodo efectivo.....	50
1.1.3.4.5.2.7	Espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento - Modificado (MADRS) para uso con Periodo Secante	52
1.1.3.4.5.2.8	Reducción espectral para la amortiguación efectiva	53
1.1.3.4.5.2.9	Proceso de solución	54
1.1.3.5	Medición de vibraciones en losas de entropiso.....	56
1.1.3.5.1	Descripción de los problemas de vibración	57
1.1.3.5.2	Actividad humana	58
1.1.3.5.3	Duración y dirección de la medición	59
1.1.3.5.4	Ubicación de la medición	59
1.1.3.5.5	Aparatos de medición y rango de parámetros.....	59
1.1.3.5.6	Criterios de evaluación para el confort humano	59
1.1.3.5.7	Técnicas para medición de vibraciones	61

1.1.3.5.7.1	Análisis Modal Experimental (AME)	61
1.1.3.5.7.2	Análisis Modal Experimental Simplificado (AMES)	62
1.1.3.5.7.2.1	Estimaciones de frecuencia natural	62
1.1.3.5.7.2.2	Pruebas al caminar: Respuesta de piso de baja frecuencia y comodidad humana	65
1.1.3.5.7.2.3	Comparación con los criterios de evaluación para el confort humano	66
1.1.4	Hipótesis.....	67
1.2	Objetivos	67
1.2.1	Objetivo General	67
1.2.2	Objetivos Específicos.....	67
CAPÍTULO II		68
2	METODOLOGÍA.....	68
2.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	69
2.1.1	Investigación experimental	69
2.1.2	Investigación de campo.....	69
2.1.3	Investigación exploratoria.....	69
2.1.4	POBLACIÓN.....	69
2.1.5	MUESTRA.....	69
2.2	Materiales y equipos.....	70
2.2.1	Materiales	70
2.2.2	Equipos.....	71
2.3	Métodos	72
2.3.1	Plan de recolección de datos	72
2.3.2	Plan de procesamiento y análisis de la información	72
2.3.3	Recolección de datos.....	73
2.3.3.1	Descripción Técnica del Edificio del Centro de Idiomas	73

2.3.3.2	Propiedades de los materiales	74
2.3.3.2.1	Hormigón	74
2.3.3.2.1.1	Media Aritmética (X)	79
2.3.3.2.1.2	Mediana (Me)	79
2.3.3.2.2	Acero de refuerzo.....	81
2.3.3.3	Propiedades de las secciones	81
2.3.3.4	Cargas Gravitacionales	86
2.3.3.5	Carga Sísmica	88
2.3.4	Procedimiento de las Metodologías Cualitativas	90
2.3.4.1	Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154	90
2.3.4.2	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15).....	95
2.3.4.3	Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)	97
2.3.5	Procedimiento de la Metodología Cuantitativa.....	99
2.3.5.1	Análisis Dinámico Espectral.....	99
2.3.5.1.1	Definición de materiales	99
2.3.5.1.2	Definición de secciones	101
2.3.5.1.3	Masa reactiva	104
2.3.5.1.4	Efectos P-Delta	105
2.3.5.1.5	Definición de los patrones de carga.....	106
2.3.5.1.6	Espectro de diseño	108
2.3.5.1.7	Casos modales.....	109
2.3.5.1.8	Casos de carga	110

2.3.5.1.9	Combinaciones de carga	111
2.3.5.2	Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	112
2.3.5.2.1	No linealidad de los materiales.....	112
2.3.5.2.2	Modificadores de rigidez para análisis no lineal	115
2.3.5.2.3	Carga gravitacional no lineal	117
2.3.5.2.4	Casos de Pushover	117
2.3.5.2.5	Definición y asignación de rótulas plásticas.....	119
2.3.6	Medición de vibraciones en losas	123
2.3.6.1	Datos para análisis	123
2.3.6.2	Masa reactiva	124
2.3.6.3	Senderos de análisis	124
2.3.6.4	Definición de los casos de Vibración al Caminar “Walking Vibration”	125
2.3.6.5	Restricción de los grados de libertad globales.....	126
2.3.6.6	Mallado de las losas.....	127
CAPÍTULO III.....		128
3	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	128
3.1	Análisis y discusión de los resultados	128
3.1.1	Grado de Vulnerabilidad Sísmica – Metodología Cualitativa	128
3.1.1.1	Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P- 154	128
3.1.1.2	Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15).....	131
3.1.1.3	Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)	132

3.1.2	Grado de Vulnerabilidad Sísmica – Metodología -Cuantitativa	133
3.1.2.1	Análisis Modal Espectral del edificio actual	133
3.1.2.1.1	Periodo de vibración fundamental	134
3.1.2.1.2	Participación modal de la masa	135
3.1.2.1.3	Acumulación de la masa modal	136
3.1.2.1.4	Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico	137
3.1.2.1.5	Derivas de piso.....	138
3.1.2.1.6	Verificación del Diseño de los elementos estructurales actuales (Sin reforzamiento).....	140
3.1.2.2	Propuesta de reforzamiento	147
3.1.2.3	Análisis Modal Espectral del edificio reforzado.....	149
3.1.2.3.1	Periodo de vibración fundamental	149
3.1.2.3.2	Participación modal de la masa	150
3.1.2.3.3	Acumulación de la masa modal	150
3.1.2.3.4	Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico	151
3.1.2.3.5	Derivas de piso.....	151
3.1.2.3.6	Verificación del Diseño de los elementos estructurales	152
3.1.2.4	Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	158
3.1.2.4.1	Curvas de capacidad	158
3.1.2.4.2	Proceso de formación de rótulas plásticas	159
3.1.2.4.3	Puntos de Desempeño	168
3.1.2.4.4	Representación Bilineal	172
3.1.2.4.5	Evaluación del nivel de desempeño de la estructura	175
3.1.3	Medición de vibraciones en losas de entrepiso	179
3.1.3.1	Aceleraciones máximas de losas de entrepiso	179
3.2	Verificación de la hipótesis	179
CAPÍTULO IV		180

4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	180
4.1	Conclusiones	180
4.2	Recomendaciones	184
	BIBLIOGRAFÍA	185
	ANEXOS	190
	Anexo 1	190
	Anexo 2	194
	Anexo 3	212
	Anexo 4	218

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Formulario de exploración Nivel 1-FEMA P-154.</i>	11
<i>Tabla 2: Formulario de exploración Nivel 2-FEMA P-154.</i>	12
<i>Tabla 3: Tipología estructural FEMA</i>	13
<i>Tabla 4: Puntaje básico, modificadores y puntaje final – Nivel 1 - FEMA</i>	13
<i>Tabla 5: Formulario de evaluación G5-NEC-15.</i>	15
<i>Tabla 6: Tipología estructural G5-NEC-15.</i>	16
<i>Tabla 7: Puntaje básico, modificadores y puntaje final- G5-NEC-15.</i>	16
<i>Tabla 8: Variables de vulnerabilidad- G-SNGR.</i>	17
<i>Tabla 9: Tabla de valoración de la vulnerabilidad - G-SNGR.</i>	18
<i>Tabla 10: Ponderación de la vulnerabilidad sísmica.</i>	19
<i>Tabla 11: Nivel de vulnerabilidad sísmica.</i>	20
<i>Tabla 12: Datos del espectro determinista según FICM vs NEC-15.</i>	35
<i>Tabla 13: Coeficientes para ecuaciones de amortiguamiento efectivo descrita para modelos de histéresis y degradación de la rigidez.</i>	49
<i>Tabla 14: Coeficientes para ecuaciones de periodo efectivo descrita para modelos de histéresis y degradación de la rigidez.</i>	51
<i>Tabla 15 Materiales y características técnicas</i>	70
<i>Tabla 16 Materiales y características técnicas</i>	71
<i>Tabla 17 Resultados de los ensayos del martillo esclerométrico</i>	76
<i>Tabla 18 Conjunto de datos de Ensayo Esclerométrico Tipo</i>	76
<i>Tabla 19 Resultados del ensayo del martillo esclerométrico ordenado de menor a mayor</i>	80
<i>Tabla 20 Tipo de columnas con su armado estructural</i>	81
<i>Tabla 21 Tipo de vigas con su armado estructural</i>	82
<i>Tabla 22 Tipo de muros con su armado estructural</i>	84
<i>Tabla 23 Asignaciones de Adicional de Carga Muerta - Bloque Principal</i>	86
<i>Tabla 24 Asignaciones de Adicional de Carga Muerta - Bloque Secundario</i>	87
<i>Tabla 25 Asignaciones de Carga Viva - Bloque Principal</i>	87
<i>Tabla 26 Asignaciones de Carga Viva - Bloque Secundario</i>	88
<i>Tabla 27 Parámetros para espectros de carga sísmica $T_r = 475$ años y $T_r = 2500$ años</i>	89

<i>Tabla 28 Espectros con $T_r = 475$ años, $T_r = 2500$ años y Espectro Determinista</i>	89
<i>Tabla 29 Variables de vulnerabilidad del edificio en estudio</i>	97
<i>Tabla 30 Factores de amenaza sísmica y factores de ponderación del edificio en estudio</i>	98
<i>Tabla 31 Parámetros para cálculo de C y k. Bloque Principal</i>	106
<i>Tabla 32 Parámetros para cálculo de C y k. Bloque Secundario</i>	107
<i>Tabla 33 Datos para Análisis de vibraciones</i>	123
<i>Tabla 34 Coordenadas de los senderos de análisis</i>	125
<i>Tabla 35 Función generada</i>	126
<i>Tabla 36 Formulario Nivel 1 del edificio en estudio</i>	129
<i>Tabla 37 Formulario Nivel 2 del edificio en estudio</i>	130
<i>Tabla 38 Formulario del edificio en estudio</i>	131
<i>Tabla 39 Resultados del análisis según la G-SNGR</i>	132
<i>Tabla 40 Resultados de Periodo fundamental</i>	134
<i>Tabla 41 Reajuste de C y k. Bloque Principal</i>	135
<i>Tabla 42 Reajuste de C y k. Bloque Secundario</i>	135
<i>Tabla 43 Resultados de la Participación modal de la masa</i>	135
<i>Tabla 44 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal. Bloque Principal</i>	136
<i>Tabla 45 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal. Bloque Secundario</i>	137
<i>Tabla 46 Resultados y ajuste del VE vs VD. Bloque Principal</i>	137
<i>Tabla 47 Resultados y ajuste del VE vs VD. Bloque Secundario</i>	138
<i>Tabla 48 Derivas Inelásticas. Bloque Principal</i>	138
<i>Tabla 49 Derivas Inelásticas. Bloque Secundario</i>	139
<i>Tabla 50 Factores Demanda / Capacidad del muro del Ascensor.</i>	146
<i>Tabla 51 Periodo fundamental del edificio reforzado</i>	149
<i>Tabla 52 Reajuste de C y k. Edificio reforzado</i>	150
<i>Tabla 53 Participación modal de la masa del edificio reforzado</i>	150
<i>Tabla 54 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal del edificio reforzado</i>	150
<i>Tabla 55 Resultados y ajuste del VE vs VD de edificio reforzado</i>	151
<i>Tabla 56 Derivas Inelásticas. Edificio reforzado</i>	151
<i>Tabla 57 Factores Demanda / Capacidad del muro del Ascensor. Edificio Reforzado</i>	156
<i>Tabla 58 Formación de Rótulas X. Bloque Principal</i>	159

<i>Tabla 59 Descripción detallada en dirección X del pórtico crítico Eje A</i>	161
<i>Tabla 60 Formación de Rótulas Y. Bloque Principal</i>	163
<i>Tabla 61 Descripción detallada en dirección Y del pórtico crítico Eje 4</i>	164
<i>Tabla 62 Formación de Rótulas X. Bloque Secundario</i>	165
<i>Tabla 63 Formación de Rótulas Y. Bloque Secundario</i>	166
<i>Tabla 64 Puntos de desempeño</i>	172
<i>Tabla 65 Objetivos de desempeño para estructuras según la severidad del sismo</i>	175
<i>Tabla 66 Objetivos de desempeño alcanzados. Dirección X. Bloque Principal</i>	176
<i>Tabla 67 Objetivos de desempeño Y alcanzados. Bloque Principal</i>	177
<i>Tabla 68 Objetivos de desempeño X alcanzados. Bloque Secundario</i>	178
<i>Tabla 69 Objetivos de desempeño Y alcanzados. Bloque Secundario</i>	178
<i>Tabla 70 Puntos de desempeño</i>	179
<i>Tabla 71 Resultados del Ensayo de Penetración Estándar</i>	196
<i>Tabla 72 Resultados de peso específico γ_m.</i>	197
<i>Tabla 73 Resultados de Contenido de humedad W%</i>	197
<i>Tabla 74 Resultados de Granulometría Tramo 1</i>	198
<i>Tabla 75 Resultados de Granulometría Tramo 2</i>	199
<i>Tabla 76 Resultados de Granulometría Tramo 3</i>	199
<i>Tabla 77 Resultados de Granulometría Tramo 4</i>	200
<i>Tabla 78 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 1</i>	201
<i>Tabla 79 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 2</i>	202
<i>Tabla 80 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 3</i>	202
<i>Tabla 81 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 4</i>	203
<i>Tabla 82 Resultados de Límite Plástico LP%</i>	204
<i>Tabla 83 Resultados de Límite Plástico LP%</i>	204
<i>Tabla 84 Esquema de clasificación de suelos SUCS</i>	206
<i>Tabla 85 Resultados de parámetros obtenidos por ábacos</i>	206
<i>Tabla 86 Fórmulas para el cálculo de V_s</i>	207
<i>Tabla 87 Resultados de V_s para el tramo 1</i>	207
<i>Tabla 88 Proceso de distribución normal tramo1</i>	208
<i>Tabla 89 Resultados de V_s para el tramo 2</i>	209
<i>Tabla 90 Proceso de distribución normal tramo2</i>	209
<i>Tabla 91 Resumen de resultados de V_s</i>	210

<i>Tabla 92 Resultados de Capacidad de Carga</i>	210
<i>Tabla 93 Valores de módulo de reacción del suelo</i>	211
<i>Tabla 94 Resultados de Módulo de reacción del suelo (Winkler)</i>	211

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Características de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana en Ecuador</i>	6
<i>Figura 2: Mapa de fallas geológicas en Ecuador.</i>	6
<i>Figura 3: Esquemas que representan el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad.</i>	21
<i>Figura 4: Esquema de un detallado modelo estructural inelástico tridimensional desarrollado a partir de las propiedades de los componentes.</i>	22
<i>Figura 5: Curva de capacidad típica y distribución de los puntos de desempeño.</i>	24
<i>Figura 6: Curva de capacidad (muestra el proceso de incremento de carga y los segmentos de análisis).</i>	25
<i>Figura 7: Diagrama del Modelo de Mander, curvas de comportamiento para hormigón confinado y no confinado.</i>	26
<i>Figura 8: Modelo de histéresis de Takeda, (Muestra el proceso de carga y descarga con degradación de la rigidez con deformación).</i>	27
<i>Figura 9: Diagrama del modelo de Park</i>	28
<i>Figura 10: Modelo de histéresis Kinemático (proceso de carga y descarga).</i>	30
<i>Figura 11: Relación generalizada de fuerza vs deformación para elementos de concreto armado al incursionar en el rango no lineal.</i>	31
<i>Figura 12: Parámetros aceptables para el comportamiento no lineal de vigas;(coeficientes de modelado y criterios de aceptación).</i>	32
<i>Figura 13: Parámetros aceptables para el comportamiento no lineal de columnas; (coeficientes de modelado y criterios de aceptación).</i>	33
<i>Figura 14: Espectro determinista según FICM con respecto al espectro NEC 2015.</i>	34
<i>Figura 15: Esquema y fórmulas del Espectro de respuesta NEC 2015.</i>	36
<i>Figura 16: Curva de peligro sísmico – Ambato, para diferentes Períodos Estructurales (PGA, 0.5s, 1s, 0.2 s y 0.1s).</i>	38
<i>Figura 17: Representación gráfica del Método capacidad-espectro de linealización equivalente, tal como se presenta en ATC-40; muestra el proceso de solución para determinar el Punto de Desempeño.</i>	44

<i>Figura 18: Conversión de espectro de respuesta de aceleración espectral vs periodo a espectro de respuesta de aceleración espectral vs desplazamiento espectral ADRS.</i>	45
<i>Figura 19: Conversión de curva de capacidad de cortante basal vs desplazamiento de techo a espectro de capacidad de aceleración espectral vs desplazamiento espectral.</i>	46
<i>Figura 20: Estimación de punto de rendimiento inicial en base a los criterios de igual desplazamiento entre los espectros de demanda y capacidad.</i>	47
<i>Figura 21: Representación bilineal del espectro de capacidad mediante la técnica de igualar áreas entre la representación bilineal y la curva del espectro de capacidad.</i>	47
<i>Figura 22: Espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento - Modificado para uso con el periodo secante, determinación del punto de desempeño.</i>	52
<i>Figura 23: Coeficiente de amortiguamiento B como función de amortiguamiento (β_{eff}).</i>	53
<i>Figura 24: Espectros de posible punto de desempeño usando MADRS.</i>	55
<i>Figura 25: Límites de criterios de evaluación de vibraciones – confort humano.</i>	60
<i>Figura 26: Ejemplo de test Heel-Drop: a) dominio del tiempo, y b) dominio de frecuencia.</i>	63
<i>Figura 27: Transformada rápida de Fourier.</i>	64
<i>Figura 28 Fachada Principal del Edificio del Centro de Idiomas</i>	74
<i>Figura 29 Equipo para el ensayo Esclerométrico</i>	75
<i>Figura 30 Ubicación de Ensayos Nv +3.70m y Nv +9.94m</i>	78
<i>Figura 31 Ubicación de Ensayos Nv +10.18m y Nv +13.42m</i>	78
<i>Figura 32 Ubicación de Ensayos Nv +16.66m</i>	79
<i>Figura 33 Tipos de columnas</i>	81
<i>Figura 34 Tipos de vigas</i>	84
<i>Figura 35 Armado tipo Muro de Ascensor</i>	85
<i>Figura 36 Armado tipo Losa de entrepiso y cubierta</i>	85
<i>Figura 37 Espectros con $T_r= 475$ años, $T_r= 2500$ años y Espectro Determinista</i>	90
<i>Figura 38 Fotografía y esquema del edificio en estudio</i>	91
<i>Figura 39 Información del edificio en estudio</i>	92
<i>Figura 40 Modificadores de puntaje del edificio en estudio</i>	92

<i>Figura 41 Información complementaria del edificio en estudio</i>	93
<i>Figura 42 Puntuación base ajustado del edificio en estudio</i>	94
<i>Figura 43 Modificadores de puntaje Nivel 2 del edificio en estudio</i>	94
<i>Figura 44 Peligros no estructurales del edificio en estudio</i>	95
<i>Figura 45 Datos del edificio en estudio, profesional responsable y fotografía</i>	96
<i>Figura 46 Tipología del edificio en estudio</i>	96
<i>Figura 47 Puntaje y modificadores del edificio en estudio</i>	97
<i>Figura 48 Definición del Hormigón</i>	99
<i>Figura 49 Definición del Acero de refuerzo</i>	100
<i>Figura 50 Definición del Acero estructural A36</i>	100
<i>Figura 51 Definición de columna</i>	101
<i>Figura 52 Definición de viga</i>	102
<i>Figura 53 Definición de arriostramiento</i>	102
<i>Figura 54 Definición de muro</i>	103
<i>Figura 55 Definición de losa</i>	103
<i>Figura 56 Definición de diafragma</i>	104
<i>Figura 57 Definición de la masa reactiva</i>	104
<i>Figura 58 Definición del Efecto P-Delta</i>	105
<i>Figura 59 Definición del Efecto P-Delta – Masa +x</i>	105
<i>Figura 60 Definición de Patrones de Carga</i>	106
<i>Figura 61 Definición del patrón de carga sísmica X. Bloque Principal</i>	108
<i>Figura 62 Definición del patrón de carga sísmica Y. Bloque Principal</i>	108
<i>Figura 63 Definición del espectro de diseño</i>	109
<i>Figura 64 Definición del caso modal – Modal +x</i>	110
<i>Figura 65 Definición del caso de carga – ESPEC X +x</i>	110
<i>Figura 66 Definición de la combinación de carga – REDUC-ESPEC X +X</i>	111
<i>Figura 67 Definición de la combinación de carga de diseño</i>	111
<i>Figura 68 Parámetros no lineales del hormigón y curva característica</i>	112
<i>Figura 69 Parámetros no lineales del acero de refuerzo y curva característica</i>	113
<i>Figura 70 Parámetros no lineales del acero estructural A36 y curva característica</i>	114
<i>Figura 71 Inercias agrietadas para columnas</i>	116
<i>Figura 72 Inercias agrietadas para vigas</i>	116

<i>Figura 73 Inercias agrietadas para muros</i>	116
<i>Figura 74 Definición del caso de carga no lineal para el Pushover</i>	117
<i>Figura 75 Definición del caso Pushover X</i>	117
<i>Figura 76 Definición del caso Pushover Y</i>	118
<i>Figura 77 Ubicación de rótulas plásticas en Columnas</i>	119
<i>Figura 78 Parámetros de rótulas plásticas en Columnas</i>	119
<i>Figura 79 Ubicación de rótulas plásticas en Vigas</i>	120
<i>Figura 80 Parámetros de rótulas plásticas en Vigas</i>	120
<i>Figura 81 Ubicación de rótulas plásticas en Arriostramientos</i>	121
<i>Figura 82 Parámetros de rótulas plásticas en Arriostramientos</i>	121
<i>Figura 83 Asignación de rótula en muro</i>	122
<i>Figura 84 Definición del acero de refuerzo para la rótula del muro</i>	122
<i>Figura 85 Definición de la masa reactiva</i>	124
<i>Figura 86 Espaciamiento de personas</i>	124
<i>Figura 87 Senderos de análisis</i>	125
<i>Figura 88 Definición de casos de Vibración al Caminar</i>	126
<i>Figura 89 Restricción de los grados de libertad</i>	127
<i>Figura 90 Calibración de la malla de elementos finitos para losas</i>	127
<i>Figura 91 Modelado de la estructura. Bloque Principal</i>	133
<i>Figura 92 Modelado de la estructura. Bloque Secundario</i>	133
<i>Figura 93 Reajuste del k y C</i>	134
<i>Figura 94 Derivas Inelásticas. Bloque Principal</i>	139
<i>Figura 95 Derivas Inelásticas. Bloque Secundario</i>	139
<i>Figura 96 Áreas de acero requerido Piso 1. Bloque Principal</i>	140
<i>Figura 97 Áreas de acero requerido Piso 2. Bloque Principal</i>	141
<i>Figura 98 Áreas de acero requerido Piso 3. Bloque Principal</i>	141
<i>Figura 99 Áreas de acero requerido Piso 4. Bloque Principal</i>	142
<i>Figura 100 Áreas de acero requerido Piso 5. Bloque Principal</i>	142
<i>Figura 101 Áreas de acero requerido Piso 6. Bloque Principal</i>	143
<i>Figura 102 Áreas de acero requerido Piso 1. Bloque Secundario</i>	143
<i>Figura 103 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Bloque Principal</i>	144
<i>Figura 104 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Bloque Secundario</i>	144
<i>Figura 105 Sección de muro de Ascensor</i>	145

<i>Figura 106 Factores Demanda/Capacidad para muros</i>	146
<i>Figura 107 Disposición de Arriostramientos</i>	147
<i>Figura 108 Ubicación de Columnas con reforzamiento</i>	148
<i>Figura 109 Detalle de reforzamiento de columnas</i>	148
<i>Figura 110 Modelado del Edificio con el reforzamiento</i>	149
<i>Figura 111 Áreas de acero requerido Piso 1. Edificio reforzado</i>	152
<i>Figura 112 Áreas de acero requerido Piso 2. Edificio reforzado</i>	152
<i>Figura 113 Áreas de acero requerido Piso 3. Edificio reforzado</i>	153
<i>Figura 114 Áreas de acero requerido Piso 4. Edificio reforzado</i>	153
<i>Figura 115 Áreas de acero requerido Piso 5. Edificio reforzado</i>	154
<i>Figura 116 Áreas de acero requerido Piso 6. Edificio reforzado</i>	154
<i>Figura 117 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Edificio reforzado</i>	155
<i>Figura 118 Factores Demanda/Capacidad para muros. Edificio Reforzado</i>	156
<i>Figura 119 Factores Demanda/Capacidad para arriostramientos</i>	157
<i>Figura 120 Curva de capacidad X. Bloque Principal</i>	158
<i>Figura 121 Curva de capacidad Y. Bloque Principal</i>	158
<i>Figura 122 Curva de capacidad X. Bloque Secundario</i>	159
<i>Figura 123 Curva de capacidad Y. Bloque Secundario</i>	159
<i>Figura 124 Formación de Rótulas X. Bloque Principal</i>	160
<i>Figura 125 Formación de Rótulas Y. Bloque Principal</i>	163
<i>Figura 126 Formación de Rótulas X. Bloque Secundario</i>	165
<i>Figura 127 Formación de Rótulas Y. Bloque Secundario</i>	167
<i>Figura 128: Proceso de iteración gráfica para la obtención del punto de desempeño.</i>	168
<i>Figura 129 Punto de desempeño X. Espectro Determinista. Bloque Principal</i>	168
<i>Figura 130 Punto de desempeño X. Espectro NEC 475. Bloque Principal</i>	168
<i>Figura 131 Punto de desempeño X. Espectro NEC 2500. Bloque Principal</i>	169
<i>Figura 132 Punto de desempeño Y. Espectro Determinista. Bloque Principal</i>	169
<i>Figura 133 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 475. Bloque Principal</i>	169
<i>Figura 134 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 2500. Bloque Principal</i>	169
<i>Figura 135 Punto de desempeño Y. Espectro Determinista. Bloque Secundario</i>	170
<i>Figura 136 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 475. Bloque Secundario</i>	170
<i>Figura 137 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 2500. Bloque Secundario</i>	170

<i>Figura 138 Punto de desempeño X. Espectro Determinista. Bloque Secundario</i>	<i>171</i>
<i>Figura 139 Punto de desempeño X. Espectro NEC 475. Bloque Secundario</i>	<i>171</i>
<i>Figura 140 Punto de desempeño X. Espectro NEC 2500. Bloque Secundario</i>	<i>171</i>
<i>Figura 141 Modelo de representación bilineal</i>	<i>172</i>
<i>Figura 142 Representación Bilineal X. Bloque Principal</i>	<i>173</i>
<i>Figura 143 Representación Bilineal Y. Bloque Principal</i>	<i>173</i>
<i>Figura 144 Representación Bilineal X. Bloque Secundario</i>	<i>174</i>
<i>Figura 145 Representación Bilineal Y. Bloque Secundario</i>	<i>174</i>
<i>Figura 146 Sectorización de la Curva de capacidad</i>	<i>175</i>
<i>Figura 147 Evaluación X. Bloque Principal</i>	<i>176</i>
<i>Figura 148 Evaluación Y. Bloque Principal</i>	<i>177</i>
<i>Figura 149 Evaluación X. Bloque Secundario</i>	<i>177</i>
<i>Figura 150 Evaluación Y. Bloque Secundario</i>	<i>178</i>
<i>Figura 151 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 1</i>	<i>198</i>
<i>Figura 152 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 2</i>	<i>199</i>
<i>Figura 153 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 3</i>	<i>200</i>
<i>Figura 154 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 4</i>	<i>200</i>
<i>Figura 155 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 1</i>	<i>201</i>
<i>Figura 156 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 2</i>	<i>202</i>
<i>Figura 157 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 3</i>	<i>203</i>
<i>Figura 158 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 4</i>	<i>203</i>
<i>Figura 159 Ábaco de correlación entre el N SPT para 30 cm de penetración y el ángulo de fricción interna de las arenas</i>	<i>205</i>
<i>Figura 160 Ábaco de correlación entre el N SPT para 30 cm de penetración y la presión vertical, compacidad relativa para las arenas</i>	<i>205</i>
<i>Figura 161 Diagrama de distribución normal tramo 1</i>	<i>208</i>
<i>Figura 162 Diagrama de distribución normal tramo 2</i>	<i>210</i>

RESUMEN

En el presente proyecto se determinó el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio a través de las siguientes metodologías:

La primera abarca las metodologías cualitativas: FEMA P-154 que indica un valor $S=2.4$ (probabilidad de colapso de $1/251$); otra es expuesta en la NEC 2015 que indica un puntaje $S=2.4$ (vulnerabilidad media) y la de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos que presenta un puntaje de 3.2 (vulnerabilidad baja).

La segunda abarca las metodologías cuantitativas en las que se realizaron el Análisis Modal Espectral con la configuración de secciones y cargas actuales, obteniendo que no se cumple con los parámetros requeridos por la normativa vigente NEC-SE-DS 2015, por lo que se plantea una propuesta de reforzamiento de la estructura mediante el empleo de arriostramientos en pórticos definidos y el encamisado de columnas específicas de la planta baja, logrando así cumplir los parámetros normativos. Para evaluar la propuesta de reforzamiento se realizó el Análisis Estático No Lineal (Pushover) de donde se obtuvo el punto de desempeño para cada espectro de demanda sísmica empleado (Determinista, NEC 475 y NEC 2500) con lo que se determinó que el edificio reforzado cumple con los requerimientos normativos.

Adicionalmente se realizó la medición de vibraciones en losas de entrepiso utilizando la herramienta Walking Vibration de Etabs, donde se definieron senderos críticos para determinar las mayores aceleraciones verticales mediante un análisis lineal tiempo-historia que al comparar con el valor límite que presenta la Guía 11 del AISC se determina que no hay problemas de vibración.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Metodologías Cualitativas, Metodologías Cuantitativas, Pushover, Desempeño Estructural, Vibraciones, Reforzamiento, Arriostramiento.

ABSTRACT

In this project, the degree of seismic vulnerability of the building was determined through the following methodologies:

The first covers qualitative methodologies: FEMA P-154 indicating a value $S = 2.4$ (probability of collapse of $1/251$); another is exposed in the NEC 2015 that indicates a score $S = 2.4$ (medium vulnerability) and that of the National Secretariat of Risk Management that presents a score of 3.2 (low vulnerability).

The second covers the quantitative methodologies in which the Spectral Modal Analysis was carried out with the configuration of current sections and loads, obtaining that the parameters required by the current regulations NEC-SE-DS 2015 are not met, so a reinforcement proposal of the structure is proposed through the use of bracing in defined frames and the jacketing of specific columns on the ground floor, thus achieving compliance with regulatory parameters. To evaluate the reinforcement proposal, the Nonlinear Static Analysis (Pushover) was carried out from which the performance point was obtained for each seismic demand spectrum used (Determinist, NEC 475 and NEC 2500) with which it was determined that the reinforced building complies with the regulatory requirements.

Additionally, the measurement of vibrations in mezzanine slabs was carried out using the Etabs Walking Vibration tool, where critical paths were defined to determine the greatest vertical accelerations through a linear time-history analysis that when compared with the limit value presented by Guide 11 of the AISC it is determined that there are no vibration problems.

Keywords: Vulnerability, Qualitative Methodologies, Quantitative Methodologies, Pushover, Structural Performance, Vibrations, Reinforcement, Bracing.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

El análisis de vulnerabilidad y desempeño sísmico de las estructuras se ha impuesto como uno de los aspectos más importantes dentro del proceso de estudio de riesgo sísmico, [1].

Es de conocimiento que las edificaciones que fueron construidas décadas atrás son más vulnerables a la acción sísmica, ya sea porque estas responden a un nivel de conocimiento para aquella época o por la accesibilidad al tipo de materiales empleados en su construcción por lo cual es necesario verificar su desempeño dinámico ante diferentes eventos sísmicos, [2].

Ingenieros expertos en el tema han reconocido que durante un evento sísmico la respuesta del edificio se da en el rango inelástico. Hasta años atrás en su mayoría los métodos de análisis para estructuras se basaban en procedimientos en rango lineal. Desde la publicación del Informe ATC-40, FEMA 273, FEMA 356, los procedimientos de análisis estático no lineal están disponibles para los ingenieros, dichos procedimientos proporcionan herramientas eficientes y transparentes para predecir el comportamiento sísmico de las estructuras. Tanto los documentos ATC-40 como FEMA 356 presentan métodos de ingeniería similares basados en el rendimiento que se fundan en procedimientos de análisis estático no lineal para la predicción de demandas estructurales. Mientras que los procedimientos en ambos documentos implican la generación de una curva de "pushover" para predecir el comportamiento inelástico de la fuerza-deformación de la estructura, difieren en la técnica utilizada para calcular la demanda de desplazamiento inelástico para un movimiento de tierra dado, [3].

El análisis Pushover consiste en una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar una curva de fuerza-desplazamiento de la estructura general. El proceso continúa hasta que un desplazamiento de control en la parte

superior del edificio alcanza un cierto nivel de deformación o la estructura se vuelve inestable, [4].

En 2018 Medina & Music determinaron el nivel de desempeño de un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado a través del programa ETABS, el cual fue diseñado según la normativa chilena vigente, para esto se utilizó el Método de Espectro de Capacidad MEC, el cual superpone el espectro de capacidad y demanda sísmica. Este análisis se realizó para distintos casos de carga (Modal, Patrón de masas y Patrón triangular invertido), finalmente, el nivel de desempeño del edificio, para todos los casos considerados, no supera el operacional, [5].

De similar forma en 2013 Mouzzoun et al. [4] evaluó el rendimiento sísmico de un edificio de hormigón armado de cinco plantas diseñado de acuerdo con el código sísmico marroquí, el edificio es residencial y tiene un sistema estructural de hormigón armado. El análisis Pushover se realizó utilizando SAP2000, los resultados obtenidos de este estudio muestran que los edificios diseñados funcionan bien bajo terremotos moderados, pero son vulnerables bajo un terremoto severo.

Al igual Agostini & Gerbaudo en 2018 [6], implementan un análisis estructural estático no-lineal detallado, denominado “Pushover” para estimar el riesgo sísmico de edificios de hormigón armado (el primer edificio es de oficinas y cuenta con quince pisos, el segundo edificio es habitacional, cuenta con ocho pisos) basado en la vulnerabilidad de sus componentes, con los estados de carga gravitacional, lateral, no lineal gravitacional y lateral no lineal pushover. Posteriormente, el porcentaje de daños para cada componente se transforma en un costo de reparación. El daño final del edificio se obtiene sumando el costo de reparación de todos sus componentes.

En otras circunstancias se ha optado por hacer análisis de vulnerabilidad sísmica aplicando la metodología FEMA P-154 como lo hecho por Castro en 2019 [7], donde hizo la inspección sísmica visual rápida de los edificios de la Universidad de Piura, de donde se concluyó que ciertos edificios son potencialmente vulnerables ante la ocurrencia de un evento sísmico.

En Ecuador en 2018, Cando et al. [8] realizan una evaluación de riesgos ante fenómenos naturales para el sector “La Armenia 1”, ubicada en el Valle de los Chillos,

Quito. Para la evaluación ante el riesgo sísmico se utilizó la metodología FEMA P-154; misma que es sugerida por la norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente (NECSE-DS) donde se obtuvo que el 93% de las estructuras requieren de una evaluación estructural detallada, y el 16% requiere de una evaluación no estructural detallada.

1.1.2 Justificación

Los terremotos representan uno de los mayores inconvenientes para las estructuras que todo profesional debe considerar, tanto en el diseño como en su construcción. Su respuesta dinámica, así como los daños que puedan presentar los elementos estructurales y no estructurales, dependen no solo de las características de la acción sísmica, sino también del comportamiento de todo el sistema estructural de la edificación, [9].

Es evidente que el estudio de vulnerabilidades es un factor preponderante en el análisis de riesgos, por lo que conocer sus variables e indicadores permitirá la comprensión de la situación de los riesgos existentes en la estructura, [10].

Ecuador, país que está situado en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico durante los últimos 460 años, diferentes sismos han provocado la destrucción de ciudades enteras con la muerte de miles de personas. Escenarios sísmicos probables realizados en Quito y Guayaquil, revelan la necesidad de emprender acciones para disminuir el riesgo de las edificaciones, [9].

La importancia de este tipo de análisis radica en que este tipo de estructuras debe ser diseñada para prevención de colapso para un evento sísmico de 2500 años de periodo de retorno [11], por lo que es necesario determinar el grado de afectación que tendrá este edificio después de ser sometido a cargas laterales de dicho evento.

Es por todo lo mencionado anteriormente que este proyecto pretende determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio del Centro de Idiomas de la Universidad Técnica de Ambato desde dos metodologías, de forma cualitativa y cuantitativa; la primera con la inspección visual rápida con los respectivos formularios que presenta la normativa FEMA P-154 y Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de la NEC 15, además de la metodología de la Secretaría Nacional de Gestión de

Riesgos; y la segunda, el análisis estático no lineal (PUSHOVER) con las características de la estructura construida en la actualidad, usando el espectro de respuesta propuesto por la NEC 15 y el espectro determinista obtenido de estudios por la Universidad Técnica de Ambato; a la par realizar la medición de vibraciones en losas de entepiso con el empleo de la herramienta Walking Vibration de Etabs; todo este proyecto tiene el fin de determinar las condiciones actuales de servicio del edificio y la respuesta futura ante eventos sísmicos probables.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 Riesgo Sísmico

El Riesgo Sísmico es la relación que existe entre el peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica es decir para que exista verdaderamente riesgo sísmico en un lugar, ambos conceptos deben producirse y existir respectivamente, el riesgo sísmico evalúa y cuantifica las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un sismo como resultado de la falla de las estructuras cuya capacidad resistente fue excedida, [12].

El Riesgo Sísmico es la consecuencia de la combinación del peligro y la vulnerabilidad sísmica.

PELIGRO+ VULNERABILIDAD= RIESGO

El riesgo se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido, [12].

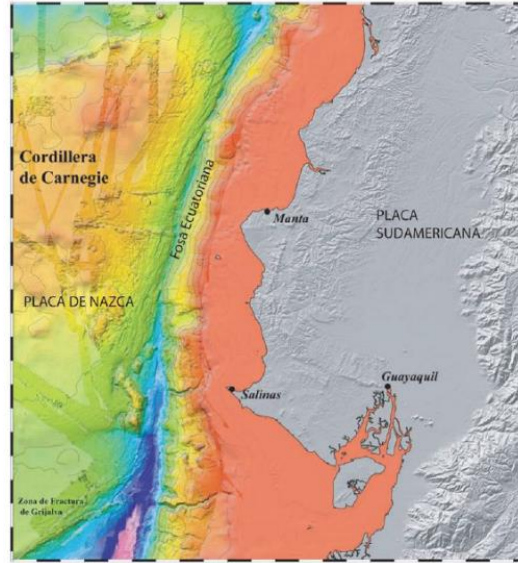
1.1.3.2 Peligro Sísmico

El peligro sísmico se denomina como la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados [11]. Estos movimientos (licuefacción, deslizamientos de tierra, inundaciones, ruptura de fallas, entre otros) denominados efectos colaterales del sismo dependen de diversos factores, principalmente de las características geológicas y geotécnicas de la zona, además de las características del sismo (hipocentro, mecanismo, intensidad, magnitud, duración, epicentro, entre otros) [12].

1.1.3.2.1 Origen de los sismos

Al reducir nuestra perspectiva y enfocarnos en nuestro país, podemos comprender cuales son las fuerzas dinámicas que hacen que el Ecuador se encuentre en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la placa de Nazca subduce bajo la placa Sudamericana; esta interacción hace que ambas placas acumulen esfuerzos internos [13].

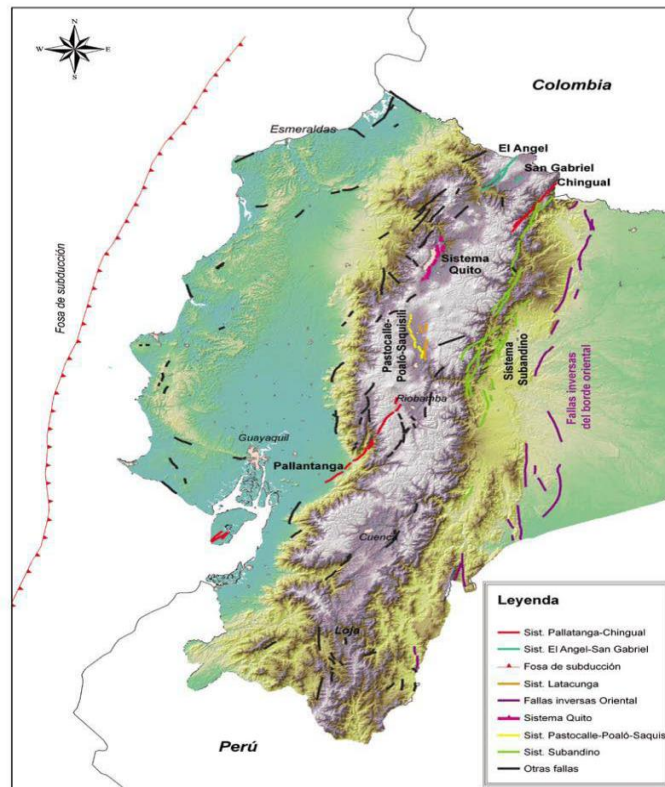
Figura 1: Características de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana en Ecuador



Fuente: F. Rivadeneira et al., Breves Fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador.

La acumulación de grandes fuerzas en las placas dan origen a fracturas en el interior de las placas, denominándose fallas geológicas.

Figura 2: Mapa de fallas geológicas en Ecuador.



Fuente: F. Rivadeneira et al., Breves Fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador.

Los terremotos pueden ocurrir indistintamente en cualquier momento y en cualquier región, esto fundamentalmente debido a que existen numerosas fuentes que pueden producir sismos. La distribución de la intensidad de los efectos provocados por un terremoto nos muestra que la distancia entre un sitio afectado y el sitio donde se ubica el epicentro del sismo no es el único factor que debe ser tomado en cuenta para observar efectos similares a los cercanos al epicentro. Varios estudios que consideran el efecto de sitio permiten entender mejor esta situación. En estos estudios queda claro que el entorno geológico en el que está asentada una comunidad o una infraestructura es determinante en el resultado de los efectos de un terremoto, es decir la intensidad [13].

1.1.3.2.2 Eventos sísmicos en el Ecuador

El sismo registrado el sábado 16 de abril del 2016 a las 18h58 (tiempo local), de magnitud 7.8 (Mw magnitud momento), cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí), a 20 km de profundidad, fue resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas: la placa de Nazca (placa oceánica) que se sumerge bajo la Sudamericana (placa continental). A este proceso se le conoce como subducción, y es el mismo fenómeno que originó los sismos del 31 enero 1906 (Mw 8.8), que es el más grande registrado en Ecuador y el sexto más grande a escala mundial; el del 14 mayo 1942 (Mw 7.8); 19 enero de 1958 (Mw 7.8) y del 12 diciembre de 1979 (Mw 8.1) [14]. Este evento fue seguido por numerosas réplicas con magnitudes de hasta 6.9 que se registraron a lo largo y ancho de la zona de fractura delimitada por Punta Galera al Norte y Cabo Pasado al sur, e incluso afectaron las zonas vecinas de Esmeraldas en el norte y Manta-Puerto López en el sur [15].

De forma específica para el área de estudio se hace referencia al terremoto de Ambato-Pelileo con fecha 5 de agosto de 1949 el cual tuvo un alto potencial destructivo debido a la generación de grandes deslizamientos por efectos de sitio en la localidad de Pelileo. El terremoto ocurrió a las 14h08 (tiempo local) y su epicentro, de acuerdo a las últimas investigaciones, se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo. La magnitud calculada en función de las intensidades generadas es de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. De acuerdo a las investigaciones realizadas, el terremoto dejó más de 6 000

muertos; alrededor de 100 000 personas sin hogar y un área afectada de 1 920 km². Las ciudades con mayor destrucción fueron Pelileo 100%, Píllaro 90%, Guano 80% y Ambato 75%. Entre los principales efectos hubo: grandes grietas en el terreno y derrumbes, así como voluminosos deslizamientos en montes y caminos de toda la región, cambio del paisaje en muchos lugares, licuefacciones (especialmente en el sector de La Moya de Pelileo). Además, brotaron nuevas fuentes termales y algunas modificaron sus caudales y temperatura, mientras otras desaparecieron temporal o definitivamente. La destrucción de Pelileo fue tal que la ciudad se debió reconstruirse en otro sitio, aunque con posterioridad se repobló el lugar afectado que en la actualidad lleva el nombre de Pelileo Grande. Los efectos del terremoto se extendieron hasta las provincias de Tungurahua, Cotopaxi, parte de Bolívar, Pichincha y Pastaza, además el sismo se sintió prácticamente en todo el país. El terremoto de 1949 fue uno de los fenómenos naturales más desastrosos del presente siglo en el Ecuador; las pérdidas materiales tanto para el Estado como para la población fueron incalculables y las consecuencias socioeconómicas afectaron al país durante varios años [16].

El peligro sísmico puede ser cuantificado mediante los valores máximos del movimiento del terreno, la intensidad del movimiento y últimamente por un parámetro global de la respuesta estructural. Existen dos tipos de análisis que permiten representar el peligro sísmico: el análisis determinístico y el análisis probabilístico [17].

1.1.3.2.3 Análisis Determinista

La evaluación del peligro se efectúa en función al evento más grande que se pueda presentar en el área de estudio. Después de identificar el sismo más grande, el peligro del sitio queda definido en términos del movimiento del suelo o de la respuesta estructural que este sismo pueda generar. La claridad y simplicidad de este análisis resulta como una ventaja ya que permite obtener el valor de peligro en el sitio y actualizarlo a medida que se obtenga información reciente respecto al sismo máximo. Sin embargo, este análisis no considera la incertidumbre en magnitud y ubicación de los eventos sísmicos así como el nivel de movimiento de suelo que pueda ocurrir durante el tiempo de vida útil de una estructura, no resultando apropiado en muchos casos para tomar decisiones [18].

1.1.3.2.4 Análisis Probabilista

Al considerarse a los eventos sísmicos como de naturaleza aleatoria, el análisis determinista resulta poco útil en la toma de decisiones por las incertidumbres que presenta. El uso de la teoría de probabilidades resulta la mejor forma al tener en cuenta características de variación y aleatoriedad de los sismos de manera consistente y razonable. Un análisis probabilístico de peligro sísmico se desarrolla mediante la representación adecuada de la actividad sísmica de la zona en estudio y la elección de alguna relación entre la amplitud del movimiento del suelo o de la respuesta estructural, alguna medida del sismo (magnitud o intensidad) y la distancia entre el foco y la distancia de interés [18].

1.1.3.3 Vulnerabilidad Sísmica

La tendencia intrínseca de una estructura a sufrir daño ante la ocurrencia de un evento sísmico es la definición de vulnerabilidad sísmica, este concepto está relacionado con las características de la estructura [19].

El concepto de vulnerabilidad ha sido ampliamente desarrollado en diferentes investigaciones. De acuerdo con la definición más aceptada, la vulnerabilidad física es la propensión de un sistema a sufrir daños debido a su interacción con procesos externos e internos, potencialmente peligrosos. Es una propiedad relativa de los sistemas, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del tipo de amenaza a la que esté expuesto el sistema. En este sentido, un sistema puede ser más vulnerable a un fenómeno que a otro [20].

La importancia de los estudios de vulnerabilidad sísmica no reside únicamente en ser una parte indispensable para la determinación del riesgo sísmico, sino también en ser una herramienta clave para los planes de mitigación de desastres [21].

1.1.3.3.1 Metodologías para el análisis de vulnerabilidad sísmica de edificios

Esencialmente la evaluación de vulnerabilidad puede venir del análisis a través de modelos numéricos del daño sísmico del edificio o de la inspección de estructuras existentes; las dos metodologías sumado a pruebas de laboratorio para determinar las características de los materiales.

Es por esto que es necesario distinguir entre vulnerabilidad observada que se define como la observación de los daños posteriores a un evento sísmico y el análisis estadístico de estos daños con respecto a algún tipo de estructura definido; mientras que la vulnerabilidad calculada es obtenida de un análisis matemático mediante un modelo estructural y ensayos de laboratorio de modelos a escala cuyos resultados son obtenidos al someter al modelo de análisis a un evento sísmico determinado o probabilístico [22].

Sin embargo, es difícil, desde un punto de vista teórico, hacer una clasificación completa de dichos métodos. Las dificultades surgen cuando se observan las características intrínsecas de cada uno de ellos [21].

La clasificación que se adopta para el presente proyecto es la presentada por Safina en 2002 [1], estudio que clasifica las metodologías de forma simplificada basada en el tipo de medida que se utiliza y las agrupa como Métodos Cualitativos (Subjetivos) y Métodos Cuantitativos (Analíticos).

1.1.3.3.1.1 Métodos Cualitativos

Estos métodos recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares [1]; por lo tanto estos métodos no otorgan una evaluación precisa de la vulnerabilidad de edificios, más bien se limita a dar una idea del comportamiento sísmico esperado. La fuente de conocimiento para la evaluación de la vulnerabilidad característica de este tipo de métodos es la introducción subjetiva de un experto sumado a la utilización de datos empíricos. Otra característica de este tipo de métodos es el uso de formularios o de encuestas de levantamiento, las cuales son llenadas en inspecciones de campo [21]. De este tipo de métodos se utilizará los siguientes.

1.1.3.3.1.1.1 Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154

Dentro de la metodología cualitativa tenemos el procedimiento presentado en FEMA P-154, denominado Detección Visual Rápida, RVS por sus siglas en inglés; este procedimiento se ha desarrollado para identificar, inventariar y examinar edificios que son potencialmente peligrosos sísmicamente, [23] o bien estructuras que debido a su

año de diseño y construcción no cumplen con las actuales normativas que garanticen un correcto comportamiento ante cargas dinámicas.

El procedimiento RVS utiliza una metodología basada en una encuesta con información acerca del edificio y un formulario de recopilación de datos, que la persona lo realiza basada en la observación visual del edificio desde el exterior, y si es posible, el interior. Los formularios de recolección de datos que se presentan en las figuras siguientes incluyen espacios para la información del edificio como su uso, fotografías, bocetos, datos pertinentes al desempeño sísmico, entre otros. Sobre la base de los datos recopilados durante la encuesta, se calcula una puntuación que proporciona una indicación del rendimiento sísmico esperado del edificio [23].

Tabla 1: Formulario de exploración Nivel 1-FEMA P-154.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos

Nivel 1
ALTA Sísmicidad

FOTOGRAFIA

Dirección: _____

Otra Identificación: _____

Nombre del Edificio: _____

Uso: _____

Latitud: _____ **Longitud:** _____

Sí: _____ **S2:** _____

Inspector(s): _____ **Fecha/Hora:** _____

No. Pisos: Niveles superiores: _____ Niveles inferiores: _____ Año de Construcción: _____

Superficie total del Suelo (sq. Ft.): _____ **Código año:** _____

Adiciones: Ninguna Sí, Años Construcción: _____

Ocupación:

<input type="checkbox"/> Asamblea	<input type="checkbox"/> Comercial	<input type="checkbox"/> Ser. Emergencia	<input type="checkbox"/> Histórico	<input type="checkbox"/> Albergue
<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Oficina	<input type="checkbox"/> Escuela	<input type="checkbox"/> Gobierno	
<input type="checkbox"/> Utilidad	<input type="checkbox"/> Almacén	<input type="checkbox"/> Residencial, # Unid: 1		

Tipo de Suelo:

A B C D E F No sé

Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si No sabe, asumir Tipo D.

Dura Debil Denso Duro Blando pobre

Riesgos Geológicos: Licuación: Sí/No/No sé Deslizamientos: Sí/No/No sé Rop. Superf.: Yes/No/No sé

Adyacencia: Golpes Peligro de Caída del Edificio Adyacente

Irregularidad: Vertical (tipo/severidad)

Planta (tipo) _____

y una abertura en la losa en el área de la escalera.

Peligros: Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o enchapado de madera pesada

Caída de Exterior: Parapetos Apéndices

Otros: _____

COMENTARIOS:

Dibujos Adicionales o comentarios en página separada.

NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTAJACIÓN NIVEL 1, S11																		
FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMIN F)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMIN F)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	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	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VL 1		-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, 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	-0,4	NA	
Irregularidad de 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
Posterior-año de Referencia		1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B		0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Mínimo Sum		1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0

FINAL PUNTAJE NIVEL 1, S11 ≥ SMIN

Alcance de Control

Exterior: Parcial Todos los Aereo

Interior: Ninguna Visible

Dibujo comentado: Sí No

Tipo de fuente de Suelo: _____

Tipo de fuente peligro Geológico: _____

Persona de Contacto: _____

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural?

Golpeado potencia (a menos S12=línea de corte si se conoce)

Riesgo de caída de mas edificios altos adyacentes

Riesgos Geológicos o Tipo de Suelo dañados significativos / deterioro al sistema estructural.

ACCION REQUERIDA

Evaluación detallada estructural requerida?

Sí, tipo de edificio desconoce Fema u otro edificio.

Sí, el resultado da menos que el de corte

Sí, si presentan otros peligros.

No

Evaluación detallada no estructural recomendada?

Sí, los peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que pueden requerir la mitigación, sino una evaluación detallada no es necesaria

No, no hay peligros no estructurales identificados. No sé

INSPECCIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA ?

Sí, Final puntuación Nivel 2, S12 _____ No

Peligros No estructurales: Yes No

Cuando la información no puede ser verificada, se criba en cuenta lo siguiente: EST = estimado o datos fiables o DNK un = No lo sé

Leyenda: MRF= Momento resistente marco RC= Concreto Reforzado URM INF= Mampostería de relleno no reforzada.
BR= Marco arriostrado SW= Muro de Corte TU= Levantarse
MH= Casas Manufacturadas FD= Diafragma Flexible

Fuente: FEMA P-154, "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook".

Tabla 2: Formulario de exploración Nivel 2-FEMA P-154.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Alta sismicidad		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.				
Nombre edificio:	Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} =$	(no se considera SMIN)		
Inspector:	Modificadores de irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, $V_{L1} =$	Irregularidad planta, $P_{L1} =$		
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$			
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTUACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA				
Tema	Declaración (Si la declaración es verdad, encierre el modificador en un círculo el "Si", sino tachar el modificador)	Sí	Subtotales	
Irregularidad Vertical, V_{L2}	Pendiente	Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-1,2	
	en sitio	No Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-0,3	
	Piso debil	Edificio W1 pared baja: Una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo	-0,6	
	Y/o blando (maximo encierre en un círculo)	W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, hay una apertura de garaje sin un marco de acero y de momento hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados anteriormente, utilizar 40 cm mínimo de pared).	-1,2	
		W1 Un edificio abierto de frente: Hay aberturas en el suelo de los pisos (como para el estacionamiento) en por lo menos 50% de la longitud del edificio.	-1,2	
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% del piso superior o la altura de cualquier piso es mas de dos veces la altura del piso superior.	-0,9	
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es entre el 50% y el 75% de los del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,5	
	Caidas	Elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están por fuera de los del piso de abajo haciendo el desplazamiento en el diafragma a voladizo.	-1,0	
		Elementos verticales del sistema lateral en plantas superiores estan por dentro de los que estan en pisos inferiores.	-0,5	
		Hay un desplazamiento de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos en el plano.	-0,3	
Columna/Pilar Corta	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos 20% de columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/ancho de menos de 50% de la relación altura/ancho nominal a ese nivel.	-0,5	$V_{L2} = \dots$ (Cap at -1,2)	
	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: El ancho de la columna (o ancho de pilar) es menos de la mitad del ancho de la enjuta o hay paredes adyacentes o suelos de relleno que acortan la columna.	-0,5		
Dividido	Hay un nivel de división en uno de los niveles de piso o en el techo	-0,5		
Otras	Hay otra irregularidad grave vertical observable que obviamente afecta el comportamiento sísmico del edificio	-1,0		
Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar al comportamiento sísmico del edificio.	-0,5		
Irregularidad Planta, P_{L2}	Sistema lateral no aparece relativamente bien distribuida en planta en cualquiera o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad frente abierto W1A enumerados anteriormente).	-0,7		$P_{L2} = \dots$ (Cap at -1,1)
	Sistema no paralelo: Hay uno o más principales elementos verticales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0,4		
	Esquina reentrante. Ambas proyecciones, desde la esquina interior superen el 25% de la dimensión global del plan en esa dirección.	-0,4		
	Abertura de diafragma. Hay una apertura en el diafragma con una anchura de más de 50% del total al ancho de diafragma en ese nivel.	-0,2		
	Edificio C1,C2 desplazado fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0,4		
Otra irregularidad. Hay otra irregularidad plana observable que obviamente afecta al comportamiento sísmico de los edificios.	-0,7			
Exceso	El edificio tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	0,3	$M = \dots$	
Golpeando	El edificio se separa de una estructura adyacente en menos del 1% de la altura de la mas corta del edificio y estructura adyacente y:	Las plantas no se alinean verticalmente dentro de 60 cm		-1,0
		Un edificio es de 2 o más pisos más alto que el otro.		-1,0
		El edificio se encuentra al final del bloque.		-0,5
Edificio S2	"K" geometría de arriostamiento es visible	-1,0		
Edificio C1	Placa plana sirve como la viga en el marco de momento.	-0,4		
Edificio PC1/RM1	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending (Do not combine with post-benchmark or retrofit modifier)	0,3		
PC1/RM1 Bldg en un almacén)	El edificio tiene espacios estrechos, alturas llenas de las paredes interiores (en lugar de un espacio interior con algunas paredes interiores como en un almacén)	0,3		
URM	Gabletes de paredes estan presentes.	-0,4		
MH	Hay un sistema de soporte sísmico suplementario proporcionado entre el carro y el suelo.	1,2		
Reequipamiento	Reforzamiento sísmico integral es visible o conocido a partir de dibujos	1,4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$:		(Trasladado al formulario del n)		
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente al comportamiento sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describir la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indicar en el formulario de nivel 1 que la evaluación detallada se requiere anotar independiente de los edificios				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Declaración (Marque "Si" o "No")	Sí	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzada no arriostrado o chimenea de mampostería no reforzada no arriostrado			
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.			
	Hay una gran cubierta sobre las puertas de salida o pasarelas de peatones que parece apoyado de manera adecuada.			
	Hay un accesorio de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o zonas peatonales.			
	Hay un letrero en el edificio que indica los materiales peligrosos están presentes.			
	Hay un edificio URM adyacente más alto con una pared no anclada o parapeto URM no arriostrado o chimenea			
Interior	Otros riesgo de caída exterior no estructural observado:			
	Hay teja de barro o ladrillo hueco particiones en cualquier escalera o salida pasillo.			
	Otros peligros no estructurales interiores que caen observados.			
Rendimiento sísmico estimado para no estructural (Marque la casilla apropiada y traslade al Nivel 1 del formulario conclusiones)				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales potenciales con amenaza significativa para la seguridad de la vida del inquilino - Detallado no estructural evaluación recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes - Detallado no estructural evaluación necesaria.				
<input type="checkbox"/> Baja o ninguna amenaza de peligro estructural de seguridad de la vida del ocupante- Detallado no estructural No se requiere evaluación				
Comentarios:				

Fuente: FEMA P-154, "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook"

Este método considera una clasificación según los tipos de sistemas constructivos, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3: Tipología estructural FEMA

Tipo de edificio FEMA	
W1	Viviendas de madera clara de una o varias viviendas de una o más plantas de altura
W1A	Edificios residenciales de varios pisos y múltiples unidades con marco de madera luminosa con áreas planas en cada piso de más de 278.7 metros cuadrados
W2	Edificios comerciales e industriales con marco de madera con una superficie de más de 464.5 metros cuadrados
S1	Marco de acero resistente al momento
S2	Marco de acero reforzado
S3	Edificio de metal ligero
S4	Marcos de acero con muros de corte de hormigón colado in situ
S5	Marcos de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Marcos de hormigón resistentes al momento
C2	Edificios de muro de corte de hormigón
C3	Marcos de hormigón con paredes de relleno de mampostería sin refuerzo
PC1	Edificios inclinados
PC2	Edificios prefabricados de hormigón armado
RM1	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles.
RM2	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos.
URM	Edificaciones de mampostería sin refuerzo
MH	Vivienda prefabricada

Fuente: FEMA P-154, “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook

Para la anterior clasificación de sistemas estructurales se considera puntajes básicos que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4: Puntaje básico, modificadores y puntaje final – Nivel 1 - FEMA

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

Fuente: FEMA P-154, “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook”.

Los modificadores de puntuación están relacionados con los atributos de rendimiento observados, los cuales deben ser sumados algebraicamente a la puntuación básica para llegar a una puntuación final. Una proyección más detallada del edificio se puede documentar mediante el formulario opcional que se presenta en la segunda página del formulario de recopilación de datos. Este formulario opcional permite al usuario

ajustar la puntuación final con modificadores de puntuación adicionales. Puntuaciones básicas, modificadores de puntuación y puntuaciones finales se relacionan con la probabilidad de colapso de la construcción, en caso de que se produzca el sismo de diseño. Las puntuaciones finales suelen oscilar entre 0 y 7, con puntuaciones más altas correspondientes a un mejor rendimiento sísmico esperado y un menor potencial de colapso[23]. La puntuación del edificio refleja la probabilidad de colapso o colapso parcial, y no pretende ser un indicador de la probabilidad de que el edificio será utilizable después de un terremoto [23].

Una vez determinado si una edificación es o no potencialmente peligrosa dicha estructura deberá ser evaluada de forma más detallada si de hecho son sísmicamente peligrosos. El método RVS no incluye cálculos, por lo que las evaluaciones de la capacidad sísmica se basan en consideraciones más generales relacionado con el tipo de construcción, las irregularidades geométricas y las condiciones del suelo del sitio [23].

1.1.3.3.1.1.2 Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15)

De igual forma nuestra normativa NEC 2015 nos ofrece La Inspección y Evaluación Sísmica Simplificada de estructuras existentes expuesta en la Guía práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de estructuras, la cual se basa en la metodología de FEMA P-154, el cual fue desarrollado para que profesionales de la construcción evalúen a las construcciones existentes, [9] y las clasifiquen en tres categorías:

- Edificios con baja vulnerabilidad en cuanto a daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo,
- Los que presentan una vulnerabilidad media, que estarían dentro de los parámetros aceptables y,
- Los que tienen una vulnerabilidad alta, los cuales necesitan un estudio más detallado, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural [9].

Esta metodología presenta un formulario con características similares a la presentada en FEMA P-154, este formulario cuenta con características propias del país lo que facilita la recopilación de datos:

Tabla 5: Formulario de evaluación G5-NEC-15.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
DATOS DE LA EDIFICACIÓN													
Dirección:													
Nombre de la edificación:													
Sitio de referencia:													
Tipo de uso:								Fecha de evaluación:					
Año de construcción:								Año de remodelación:					
Área construida (m ²):								Número de pisos:					
DATOS DEL PROFESIONAL													
Nombre del evaluador:													
C.I.:													
Registro SENESCYT:													
TIPOLOGIA 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	H. armado prefabricado				PC	Pórtico acero con paredes mampostería				S5		
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	WI	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 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.4	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S<2.4	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.0>S>2.5	Media vulnerabilidad												
S>2.5	Baja vulnerabilidad												
OBSERVACIONES													

Fuente: S. Secretaría de Gestión de Riesgos, M. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, "GUÍA DE DISEÑO 5 Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

El formulario planteado por la NEC 2015 considera varios tipos de sistemas estructurales, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6: Tipología estructural G5-NEC-15.

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

Fuente: S. Secretaría de Gestión de Riesgos, M. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “GUÍA DE DISEÑO 5 Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

Para esta clasificación estructural se presentan los siguientes puntajes básicos que fueron calculados y reflejan la probabilidad de daño, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 7: Puntaje básico, modificadores y puntaje final- G5-NEC-15.

Tipología del sistema estructural	PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S												
	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 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													

Fuente: S. Secretaría de Gestión de Riesgos, M. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “GUÍA DE DISEÑO 5 Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

De similar forma a FEMA P-154 se presentan factores de modificación del puntaje final, los cuales afectan el rendimiento de la edificación; estos modificadores se basan en la altura del edificio, irregularidades tanto en planta como en elevación, código de construcción y tipo de suelo [9].

El puntaje estructural final, S , para una edificación, se determina mediante la suma algebraica de los valores de los modificadores antes explicados. Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si resultado S está entre 2 y 2.5 se considera una edificación de vulnerabilidad media y si el puntaje final S es menor a 2, entonces será una estructura de alta vulnerabilidad y requerirá una evaluación especial, realizada por un ingeniero experto en diseño estructural [9].

1.1.3.3.1.3 Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)

Si bien es cierto esta Guía de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos presenta una metodología para determinar la vulnerabilidad física estructural de edificaciones y redes vitales ante varios tipos de posibles desastres como sismos, inundaciones, deslizamientos y erupciones volcánicas, el presente proyecto se enfoca en utilizar esta herramienta en el ámbito sismológico para edificaciones [10].

Este análisis evalúa de forma cualitativa la vulnerabilidad física de estructuras. Para este análisis es fundamental determinar el estado de completitud de los datos catastrales, así como el aporte a la vulnerabilidad generada por cada uno de los elementos estructurales de las edificaciones, para lograr el nivel de vulnerabilidad del edificio.

Este análisis inicia con la determinación del nivel de completitud de los datos del catastro en donde si se completa al menos el 90% de los datos se procede a la inspección del edificio. La tabla a completar es la siguiente:

Tabla 8: Variables de vulnerabilidad- G-SNGR.

Variable de vulnerabilidad	Predio analizado
Sistema estructural	
Tipo de material en paredes	
Tipo de cubierta	
Sistema de entrepisos	

Número de pisos	
Año de construcción	
Estado de conservación	
Características del suelo bajo la edificación	
Topografía del sitio	
Forma de la construcción	
Superficie de construcción	
Identificación	
Evaluación de completitud	
Datos totales posibles	12 variables de vulnerabilidad
Datos totales obtenidos del predio	
Completitud	
Ingresar al estudio (completitud mayor al 90%)	

Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, “GUÍA PARA IMPLEMENTAR EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL”.

Los requerimientos para la información se encuentran en la siguiente matriz para el análisis de vulnerabilidad física:

Tabla 9: Tabla de valoración de la vulnerabilidad - G-SNGR.

Variable de vulnerabilidad	Información del catastro	Amenaza sísmica
<i>Sistema estructural</i>	Hormigón armado	0
	Estructura metálica	1
	Estructura de madera	1
	Estructura de caña	10
	Estructura de pared portante	5
	Mixta madera/hormigón	5
	Mixta metálica/hormigón	1
<i>Tipo de material en paredes</i>	Pared de ladrillo	1
	Pared de bloque	1
	Pared de piedra	10
	Pared de adobe	10
	Pared de tapial/bahareque/madera	5
<i>Tipo de cubierta</i>	Cubierta metálica	5
	Losa de hormigón armado	0
	Vigas de madera y zinc	5
	Caña y zinc	10
	Vigas de madera y teja	5
<i>Sistema de entrepisos</i>	Losas de hormigón armado	0
	Vigas y entramado de madera	5
	Entramado de madera/caña	10
	Entramado metálico	1
	Entramado de hormigón/metálico	1
<i>Número de pisos</i>	1 piso	0
	2 pisos	1
	3 pisos	5
	4 pisos	10
	5 pisos o más	1
<i>Año de construcción</i>	Antes de 1970	10
	Entre 1971 y 1980	5
	Entre 1981 y 1990	1
	Entre 1991 y 2016	0

Estado de conservación	Bueno	0
	Aceptable	1
	Regular	5
	Malo	10
Características del suelo bajo la edificación	Firme, seco	0
	Inundable	1
	Ciénaga	5
	Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano	0
	Bajo nivel calzada	5
	Sobre nivel calzada	0
	Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	Regular	0
	Irregular	5
	Irregularidad severa	10

Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, “GUÍA PARA IMPLEMENTAR EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL”.

Si el predio ingresa para el análisis, se inicia con la asignación de valores de amenaza sísmica en función de la información del catastro del edificio.

Una vez calificada cada una de las variables de vulnerabilidad, se realiza una ponderación de las variables con relación a la amenaza que se está evaluando.

Tabla 10: Ponderación de la vulnerabilidad sísmica.

Variable de vulnerabilidad	Valores posibles del indicador	Ponderación	Valor máximo
Sistema estructural	0, 1, 5, 10	1.2	12
Tipo de material en paredes	0, 1, 5, 10	1.2	12
Tipo de cubierta	0, 1, 5, 10	1	10
Sistema de entrepisos	0, 1, 5, 10	1	10
Número de pisos	0, 1, 5, 10	0.8	8
Año de construcción	0, 1, 5, 10	1	10
Estado de conservación	0, 1, 5, 10	1	10
Características del suelo bajo la edificación	0, 1, 5, 10	0.8	8
Topografía del sitio	0, 1, 5, 10	0.8	8
Forma de la construcción	0, 1, 5, 10	1.2	12
		Valor mínimo = 0	100

Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, “GUÍA PARA IMPLEMENTAR EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL”.

Los predios deben ser calificados en su nivel de vulnerabilidad, de acuerdo a los puntajes obtenidos. Cada predio podrá tener un máximo de 100 puntos. A mayor puntaje, mayor vulnerabilidad estructural del predio. Partiendo de esta condición se

procederá a calificar a cada predio en función de la cantidad de puntos obtenidos [10], esto de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 11: Nivel de vulnerabilidad sísmica.

Nivel de vulnerabilidad	Puntaje
Bajo	0 a 33 puntos
Medio	34 a 66 puntos
Alto	Más de 66 puntos

Fuente: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, “GUÍA PARA IMPLEMENTAR EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL”.

1.1.3.3.1.2 Métodos Cuantitativos

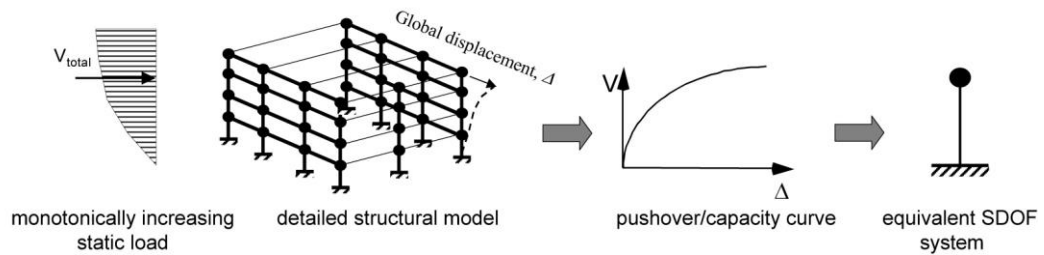
Básicamente este tipo de métodos establecen las probabilidades de daño o relaciones determinísticas equivalentes en términos numéricos [1]. La evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes por medio de métodos analíticos se basa en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones. Cuando un pórtico de hormigón armado se somete a movimientos sísmicos fuertes, algunas de sus vigas y columnas pueden llegar a tener deformaciones muy importantes en el rango plástico y, por lo tanto, un análisis dinámico inelástico llega a ser un requisito indispensable para una evaluación confiable de su vulnerabilidad. La literatura disponible para la evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra, primordialmente, en la modelización de edificios de hormigón armado [21].

1.1.3.4 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal (Pushover), es una técnica que consiste en llevar al colapso a una estructura existente mediante la aplicación incremental monotónica de cargas laterales que representan las fuerzas de inercia de un sismo, para lo cual el modelo estructural debe contar con las características no-lineales de los materiales.

El análisis estático no lineal (AENL) convierte los modelos de múltiples grados de libertad en modelos estructurales de un grado de libertad equivalente y representan movimiento sísmico del suelo, lo cual produce estimaciones de la demanda máxima de desplazamiento global, [3].

Figura 3: Esquemas que representan el desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva de capacidad.



Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

1.1.3.4.1 Base del procedimiento

Al seleccionar el AENL para el análisis sísmico del edificio, se deberá emplear un modelo matemático que incorpore directamente las características de deformación de carga no lineales de los componentes individuales del edificio que se someterá a cargas laterales de forma monótona que representen las fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se supere un desplazamiento objetivo, [24].

El análisis estático no lineal se permite para las estructuras que cumplan con todas las características siguientes:

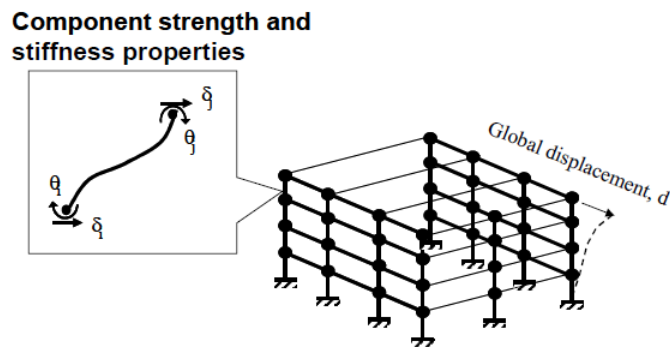
- ✓ La relación de resistencia $\mu_{strength}$ debe ser inferior a la máxima μ_{max} . Si esta condición no se cumple se deberá realizar un análisis dinámico no lineal.
- ✓ Los efectos de los modos de vibración superiores no deben ser significativos, como se define a continuación: Para determinar si los modos de vibración superiores son significativos, se realizará un análisis modal del espectro de respuesta para la estructura utilizando modos suficientes para producir una participación masiva del 90%. También se realizará un segundo análisis del espectro de respuesta, teniendo en cuenta únicamente la participación del primer modo. Los efectos de modos de vibración superiores se considerarán significativos si el cortante en cualquier nivel obtenido resultante del análisis modal teniendo en cuenta los modos necesarios para obtener una participación masiva del 90% supera el 130% del cortante del nivel correspondiente teniendo en cuenta sólo la primera respuesta de modo.

- ✓ Si los efectos de modos de vibración superiores son significativos, se permitirá el AENL si también se realiza un análisis dinámico lineal para complementar el AENL, [24].

1.1.3.4.2 Consideraciones de modelado y análisis para AENL

Los modelos estructurales detallados para el análisis inelástico son similares a los modelos lineales elásticos de elementos finitos. La principal diferencia es que las propiedades de algunos o todos los componentes del modelo incluyen resistencia post-elástica y características de deformación además de las propiedades elásticas iniciales. Normalmente se basan en aproximaciones derivadas de los resultados de las pruebas en componentes individuales o análisis teóricos, [3].

Figura 4: Esquema de un detallado modelo estructural inelástico tridimensional desarrollado a partir de las propiedades de los componentes.



Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

Por detallados que puedan ser estos modelos, inevitablemente introducen aproximaciones e incertidumbres asociadas en el proceso de análisis. En la mayoría de los casos con análisis inelástico, es preferible basar el modelo en la mejor estimación de propiedades esperadas de la estructura. De esta manera, el análisis general da como resultado la estimación de valores centrales de parámetros de demanda de ingeniería con sesgo mínimo, [3].

1.1.3.4.2.1 Requisitos generales

La relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral del nodo de control se establecerá para los desplazamientos del nodo de control que oscilen entre el 0 y el 150 % del desplazamiento objetivo, δ_t , [24].

Los componentes de las cargas por gravedad se incluirán en el modelo matemático para la combinación con fuerzas sísmicas; para procedimientos no lineales las acciones causadas por cargas de gravedad se tomarán de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad \text{Ec. 1}$$

Dónde:

Q_D: acción causada por cargas muertas;

Q_L: acción causada por la carga viva, igual al 25% de la carga viva no reducida.

Q_S: acción causada por una carga de nieve eficaz.

Las fuerzas sísmicas se aplicarán tanto en las direcciones positiva como negativa, y se utilizarán para el análisis los efectos sísmicos máximos. El modelo de análisis se detallará para representar la respuesta de fuerza-deformación de cada elemento estructural a lo largo de su longitud para identificar las ubicaciones de la acción inelástica, [24].

1.1.3.4.2.2 Nodo de control

El nodo de control se ubicará en el centro de masa en el techo del edificio. Para los edificios con tapagrada, el suelo de este se considerará como el nivel del nodo de control, [24].

1.1.3.4.2.3 Distribución de la carga lateral

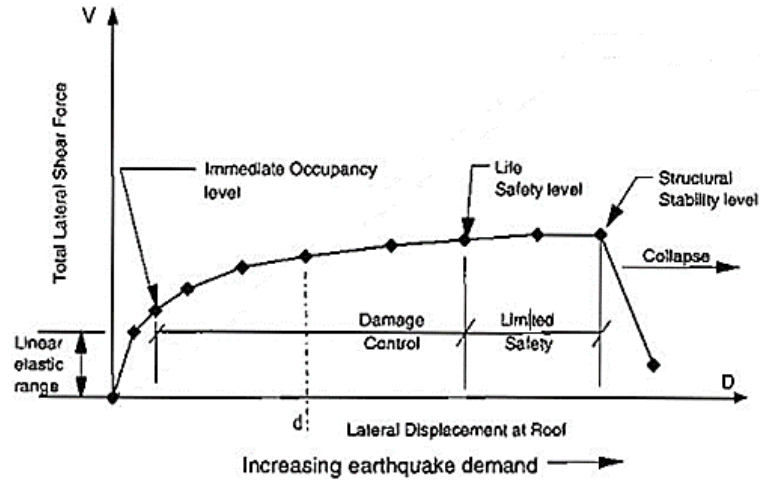
Las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de masa en el plano de cada diafragma de suelo. La distribución vertical de estas fuerzas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada, [24].

1.1.3.4.3 Capacidad

La capacidad es la resistencia final esperada (en corte, flexión, o carga axial) de un componente estructural excluyendo los factores de reducción (ϕ) comúnmente utilizados en el diseño de los miembros del hormigón. La capacidad suele referirse a la fuerza en el punto de desempeño del elemento o curva de capacidad de la estructura.

Para los componentes controlados por deformación, la capacidad más allá del límite elástico generalmente incluye los efectos del endurecimiento por tensión, [25].

Figura 5: Curva de capacidad típica y distribución de los puntos de desempeño.



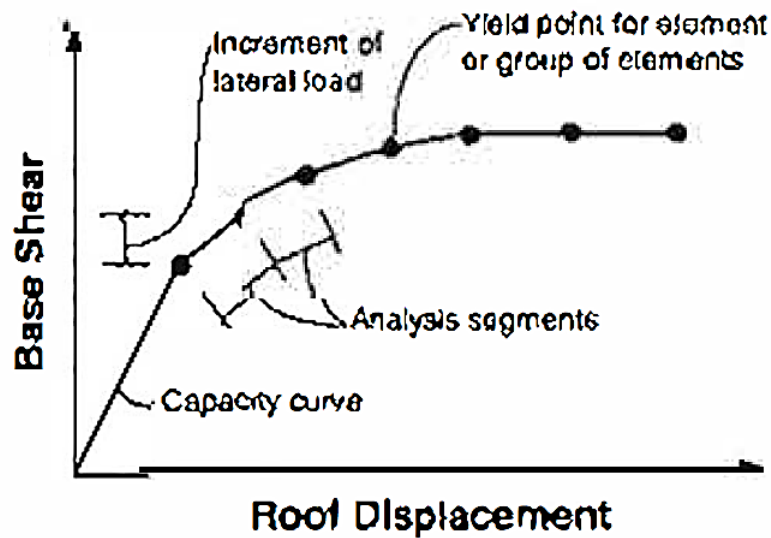
Fuente: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, C. D. Comartin, and R. W. Niewiarowski, "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings".

La capacidad total de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura. Para determinar las capacidades más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, como el procedimiento de Pushover.

1.1.3.4.3.1 Curva de capacidad

Esta curva es la que relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura. La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos de vibración propios menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos, [26].

Figura 6: Curva de capacidad (muestra el proceso de incremento de carga y los segmentos de análisis).



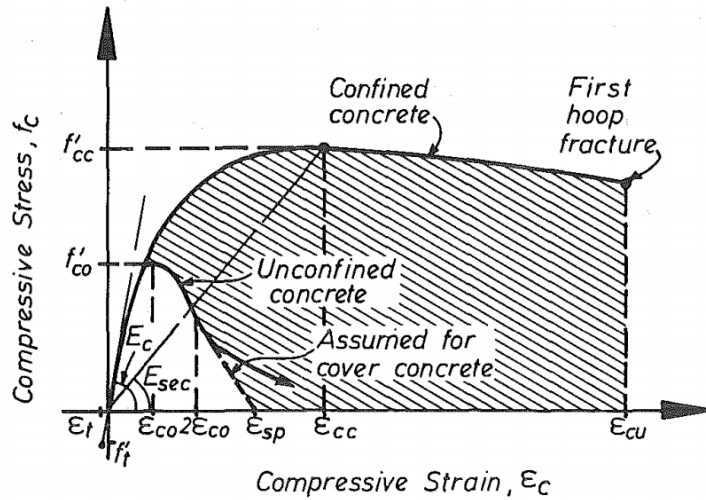
Fuente: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, C. D. Comartin, and R. W. Niewiarowski, "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings".

1.1.3.4.3.2 Moledo de comportamiento del Hormigón (Mander et al 1988)

En el diseño de elementos resistentes a carga sísmica, las regiones donde probablemente se producirán las rótulas plásticas deben detallarse cuidadosamente para determinar la ductilidad a fin de garantizar que la estructura no llegue al colapso ante un evento sísmico.

La consideración de diseño más importante para la ductilidad en las regiones de rótulas plásticas de los elementos de concreto reforzado es la provisión de suficiente refuerzo transversal en forma de espirales o aros circulares o de disposiciones rectangulares de acero, para confinar el concreto comprimido, para evitar que el pandeo de las barras longitudinales, y para evitar el fallo de corte. Las pruebas han demostrado que el confinamiento del concreto mediante arreglos adecuados de refuerzo transversal resulta en un aumento significativo tanto en la resistencia como en la ductilidad del concreto comprimido, [27]. Es por lo mencionado que para los AENL es recomendable utilizar el modelo propuesto por Mander et al en 1988.

Figura 7: Diagrama del Modelo de Mander, curvas de comportamiento para hormigón confinado y no confinado.



Fuente: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE".

El modelo de Mander manifiesta que la cubierta de concreto no estará confinada eventualmente se volverá ineficaz después de que se alcance la resistencia a la compresión, pero el núcleo de concreto continuará transportando mayores esfuerzos. Las distribuciones del esfuerzo de compresión para el núcleo y el hormigón de la cubierta serán las dadas por las relaciones de tensión-deformación de hormigón confinado y no confinado. El buen confinamiento del concreto del núcleo es esencial si la columna debe tener una capacidad de rotación plástica razonable para mantener la resistencia a la flexión como altas curvaturas. En general, cuanto mayor sea la carga de compresión axial en la columna, mayor será la cantidad de refuerzo de confinamiento necesario para lograr un rendimiento dúctil. Esto se debe a que una carga axial alta significa una gran profundidad del eje neutral, lo que a su vez significa que la capacidad de flexión de la columna depende más de la contribución de la distribución de la tensión de compresión del concreto, [27]. Este modelo viene definido por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec. 2}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(\sqrt{1 + \frac{7.94 * fl}{f_c}} - 2 \frac{fl}{f_c} - 1.254 \right) \quad \text{Ec. 3}$$

$$fl = 0.5 * k_e * p_v * f_{yh} \quad \text{Ec. 4}$$

$$x = \frac{\xi_{co}}{\xi_{cc}} \quad \text{Ec. 5}$$

$$\xi_{cc} = \xi_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \quad \text{Ec. 6}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. 7}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\xi_{cc}} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

f'_{cc} = Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

f'_{co} = Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado

f_l = Presión radial máxima efectiva del confinamiento

f_c = Esfuerzo de compresión del concreto

ξ_{cc} = Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ξ_{co} = Deformación de compresión

k_e = Factor de efectividad del confinamiento

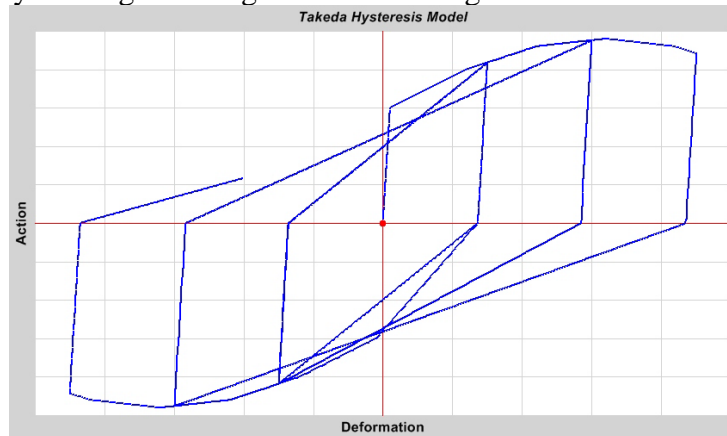
p_v = Radio volumétrico del refuerzo transversal

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero transversal

1.1.3.4.3.2.1 Modelo de histéresis

El modelo de Takeda es muy similar al modelo Kinemático, pero utiliza un bucle histérico de degradación basado en el modelo Takeda, como se describe Takeda at el en 1970. Este modelo simple no requiere parámetros adicionales, y es más apropiado para el hormigón armado que para los metales. Se disipa menos energía que para el modelo kinemático, [28].

Figura 8: Modelo de histéresis de Takeda, (Muestra el proceso de carga y descarga con degradación de la rigidez con deformación).



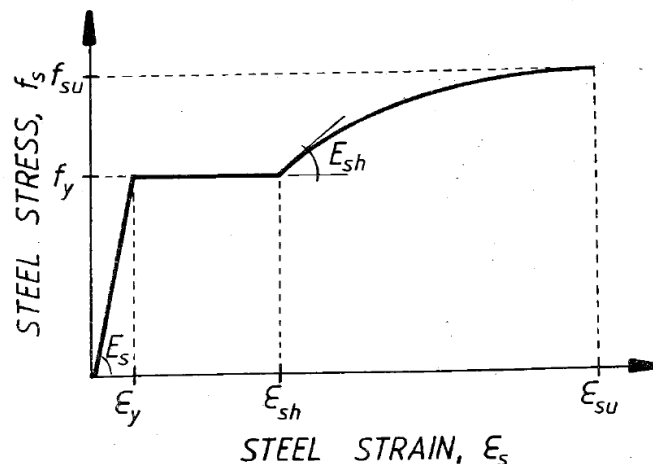
Fuente: Computers & Structures Inc, CSI Analysis Reference Manual.

La descarga se realiza a lo largo de los segmentos elásticos similares al modelo kinemático. Al recargar, la curva sigue una línea secante a la curva de carga en la dirección opuesta. El punto de destino de esta secante se encuentra en la deformación máxima que se produjo en esa dirección en ciclos de carga anteriores. Esto resulta en una cantidad decreciente de disipación de energía con deformaciones más grandes. La carga no está a lo largo de los segmentos elásticos, [28].

1.1.3.4.3 Moledo de comportamiento del Acero

El diagrama de esfuerzo- deformación para el acero que incursiona en el rango inelástico dentro de los AENL deben representar en lo posible al comportamiento real del material; el modelo de comportamiento que más se acerca a la realidad es el propuesto por Park en 1983, este modelo toma en cuenta el esfuerzo post-fluencia, que se aproxima en gran medida a modelos experimentales, [29].

Figura 9: Diagrama del modelo de Park



Fuente: J. B. Mander, "Seismic Design of Bridges".

El modelo de tensión-deformación unitaria para el acero está diseñado para ser adecuado para todos los grados de acero de refuerzo en los que las relaciones tensión-deformación unitaria monotónicas para las ramas de tensión y compresión se pueden definir simplemente. Este modelo está definido por las siguientes ecuaciones:

a) Zona elástica ($0 \leq \xi_s \leq \xi_y$)

$$f_s = E_s * \xi_s \quad \text{Ec. 9}$$

$$E_t = E_s \quad \text{Ec. 10}$$

$$\xi_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Ec. 11}$$

b) Zona de fluencia $(\xi_y < \xi_s \leq \xi_{sh})$

$$f_s = f_y \quad \text{Ec. 12}$$

c) Zona de endurecimiento post-fluencia $(\xi_{sh} < \xi_s < \xi_{su})$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\xi_{su} - \xi_s}{\xi_{su} - \xi_{sh}} \right|^p \quad \text{Ec. 13}$$

$$p = \xi_{sh} \left(\frac{\xi_{su} - \xi_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero

f_{su} = Esfuerzo último del acero

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

ξ_s = Deformación del acero

ξ_y = Deformación del acero en el punto de fluencia

ξ_{sh} = Deformación del acero en el inicio del endurecimiento post-fluencia

ξ_{su} = Deformación del acero en el punto último

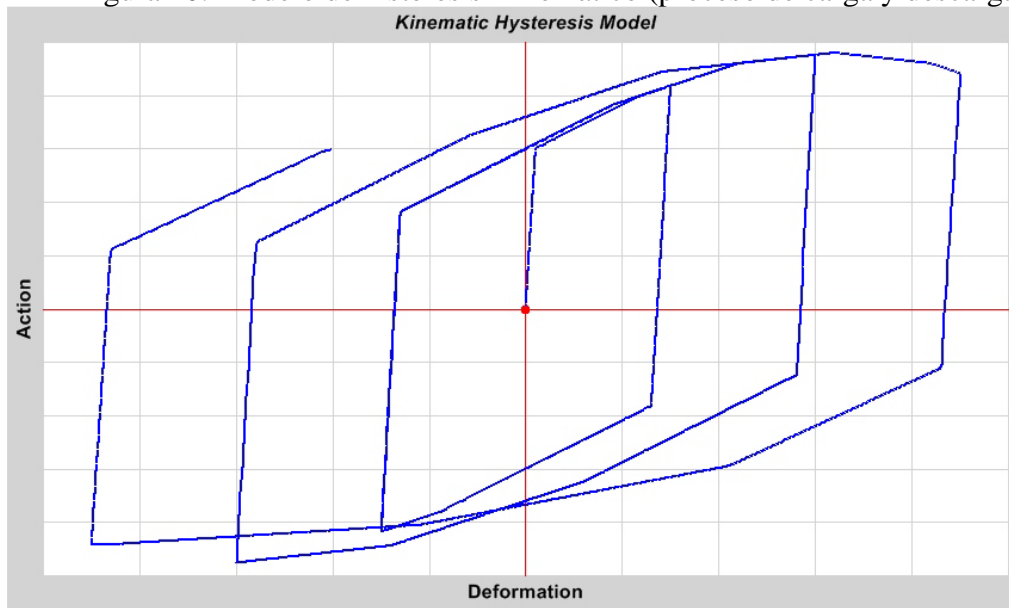
E_s = Módulo de elasticidad del acero

E_t = Tangente del módulo de elasticidad del acero

1.1.3.4.3.3.1 Modelo de histéresis

Este modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales, y es el modelo de histéresis predeterminado para todos los materiales metálicos en el programa. Este modelo disipa una cantidad significativa de energía y es apropiado para materiales dúctiles. Bajo las reglas de endurecimiento cinemático, la deformación plástica en una dirección "tira" la curva para la otra dirección junto con ella. Los pares de puntos coincidentes están vinculados. No se requieren parámetros adicionales para este modelo, [28].

Figura 10: Modelo de histéresis Kinemático (proceso de carga y descarga).



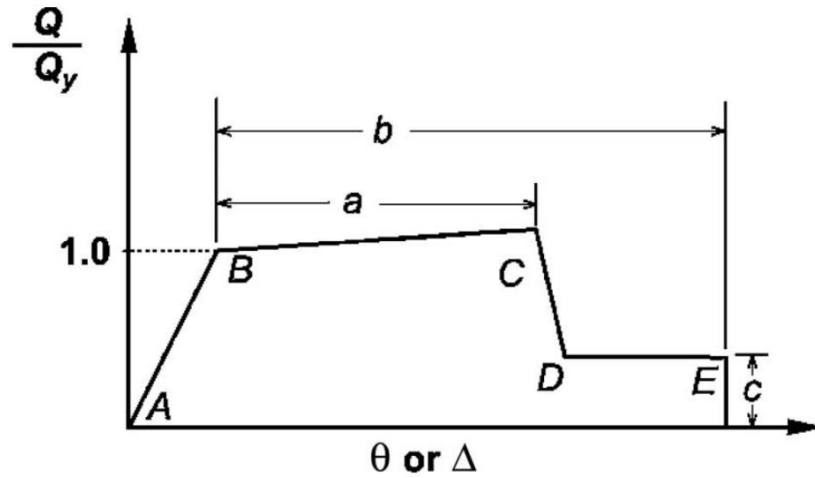
Fuente: Computers & Structures Inc, CSI Analysis Reference Manual.

Al descargar y realizar la carga inversa, la curva sigue un trazado de segmentos paralelos y de la misma longitud que los segmentos cargados anteriormente y sus homólogos de dirección opuesta hasta que se vuelve a unir a la curva troncal al cargar en la dirección opuesta. Al definir los puntos de la curva multilínea, debe tener en cuenta que se vincularán pares simétricos de puntos, incluso si la curva no es simétrica. Esto le da un poco de control sobre la forma del bucle histérico, [28].

1.1.3.4.3.4 Relaciones generales de Fuerza-Deformación.

La relación fuerza-deformación nos permite conocer el comportamiento de los elementos de hormigón armado más allá del rango elástico. Para el análisis estático no lineal, se permitirá la relación fuerza-deformación generalizada de la figura siguiente u otras curvas del comportamiento bajo deformación que aumenta monótonamente, [24].

Figura 11: Relación generalizada de fuerza vs deformación para elementos de concreto armado al incursionar en el rango no lineal.



Fuente: American Society of Civil Engineers, "ASCE/SEI, 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.

Los valores Q_y se refiere a la resistencia y Q se refiere a la demanda impuesta por el terremoto. La respuesta es lineal hasta el punto B, seguido por la fluencia, como consecuencia existe una disminución en la rigidez con un comportamiento lineal desde B hasta C, luego se presenta una reducción súbita de la rigidez desde C hasta D, continua el desplazamiento desde D hasta E con una carga constante hasta perder la resistencia desde E en adelante. El análisis debe ser capaz de rastrear la relación no lineal fuerza-deformación de todos los componentes, esta relación se compone por lo general de varios segmentos de línea, [30].

Figura 12: Parámetros aceptables para el comportamiento no lineal de vigas;(coeficientes de modelado y criterios de aceptación).

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	<i>a</i>	<i>b</i>		Performance Level				
			<i>c</i>	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\frac{p-p'}{p_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c E}}$						
≤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 ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > <i>d</i> /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 ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > <i>d</i> /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

Note: f'_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d *V* is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: American Society of Civil Engineers, “ASCE/SEI, 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.

Figura 13: Parámetros aceptables para el comportamiento no lineal de columnas; (coeficientes de modelado y criterios de aceptación).

Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}}\right)$	P_t	V_{yE}/V_{CoIOE}	IO	<i>m</i> -Factors ^a			
				Performance Level			
				Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.2 < 0.6	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.2 < 0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 0.6 < 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
≥ 0.7	≥ 0.0175	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
≥ 0.7	≤ 0.0005	≥ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
≤ 0.1	≥ 0.0075		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
≥ 0.7	≥ 0.0075		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
≤ 0.1	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
≥ 0.7	≤ 0.0005		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

^a Values between those listed in the table shall be determined by linear interpolation.

^b Columns are considered to be controlled by inadequate development or splicing where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Acceptance criteria for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

Fuente: American Society of Civil Engineers, “ASCE/SEI, 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.

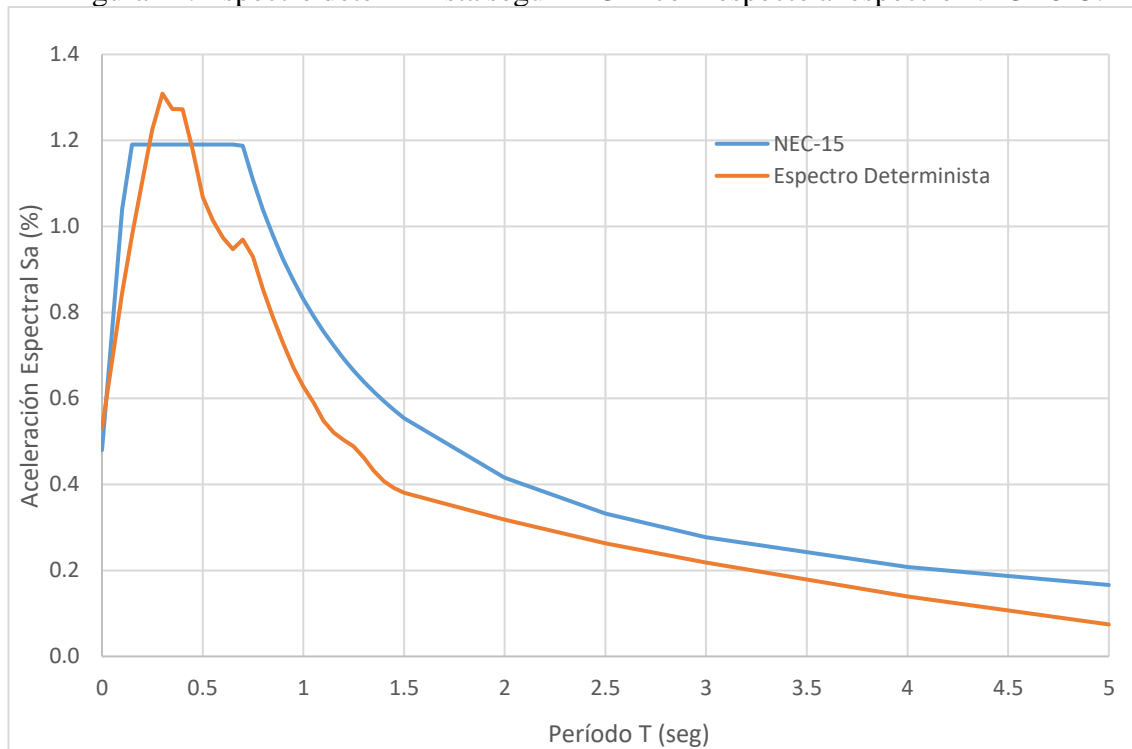
1.1.3.4.4 Demanda

La demanda en AENL es una representación del movimiento de tierra o temblores a los que está sometido el edificio. En los procedimientos de análisis estático no lineal, la demanda se representa mediante una estimación de los desplazamientos o deformaciones a los que se espera que se someta la estructura. Esto contrasta con los procedimientos de análisis elástico lineal convencionales en los que la demanda está representada por fuerzas laterales prescritas aplicadas a la estructura, [25].

1.1.3.4.4.1 Espectro Determinista según FICM

La Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, a través de la Carrera de Ingeniería Civil presenta estudios de microzonificación sísmica para la ciudad de Ambato, para el edificio en estudio ubicado en la parroquia Celiano Monje, Karina Freire en 2018 [31], presenta un espectro determinista que comparado con el espectro de la NEC-15 presenta mayores aceleraciones en los intervalos de 0.25s a 0.4s.

Figura 14: Espectro determinista según FICM con respecto al espectro NEC 2015.



Fuente: K. E. Freire Rodríguez and J. Cevallos, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO”.

Tabla 12: Datos del espectro determinista según FICM vs NEC-15.

T (s)	Sa (%g)	Sa (%g)
0	0.4800	0.53
0.05	0.7598	0.69
0.1	1.0397	0.85
0.15	1.1904	0.98
0.2	1.1904	1.10
0.25	1.1904	1.22
0.3	1.1904	1.31
0.35	1.1904	1.27
0.4	1.1904	1.27
0.45	1.1904	1.18
0.5	1.1904	1.07
0.55	1.1904	1.01
0.6	1.1904	0.97
0.65	1.1904	0.95
0.7	1.1872	0.97
0.75	1.1081	0.93
0.8	1.0388	0.85
0.85	0.9777	0.79
0.9	0.9234	0.73
0.95	0.8748	0.67
1	0.8311	0.63
1.05	0.7915	0.59
1.1	0.7555	0.55
1.15	0.7227	0.52
1.2	0.6925	0.50
1.25	0.6648	0.49
1.3	0.6393	0.46
1.35	0.6156	0.43
1.4	0.5936	0.41
1.45	0.5731	0.39
1.5	0.5540	0.38
2	0.4155	0.32
2.5	0.3324	0.26
3	0.2770	0.22
4	0.2078	0.14
5	0.1662	0.07

Fuente: K. E. Freire Rodríguez and J. Cevallos, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO”.

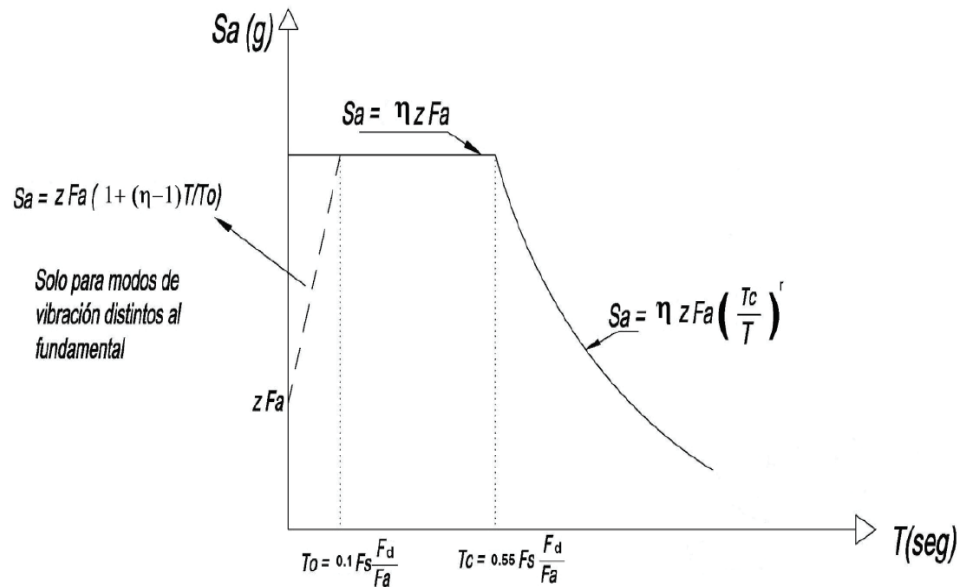
1.1.3.4.4.2 Espectro de respuesta según NEC-2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-DS nos permite determinar la demanda sísmica para el diseño de edificaciones, esta norma utiliza parámetros como la zonificación sísmica con valores de Z que varían desde 0.15g a 0.5g según estudios de peligro sísmico realizados en 2011, esta información toma criterios de 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años; otro parámetro que es tomado en cuenta es la geología local, pues nuestra norma

clasifica en suelo en 5 tipo de perfiles (A - E) basándose en la velocidad de onda cortante, resistencia al corte no drenado y el número de golpes del ensayo SPT; la interacción entre los parámetros antes mencionados permite obtener coeficientes de amplificación del suelo: en la zona de período corto (F_a), de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d) y de comportamiento no lineal de los suelos (F_s).

Este espectro de respuesta esta expresado de acuerdo al siguiente esquema.

Figura 15: Esquema y fórmulas del Espectro de respuesta NEC 2015.



Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”.

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. Los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

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

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

T₀: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

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

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

Este espectro obedece a un amortiguamiento del 5% y se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 15}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ec. 16}$$

Dónde:

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

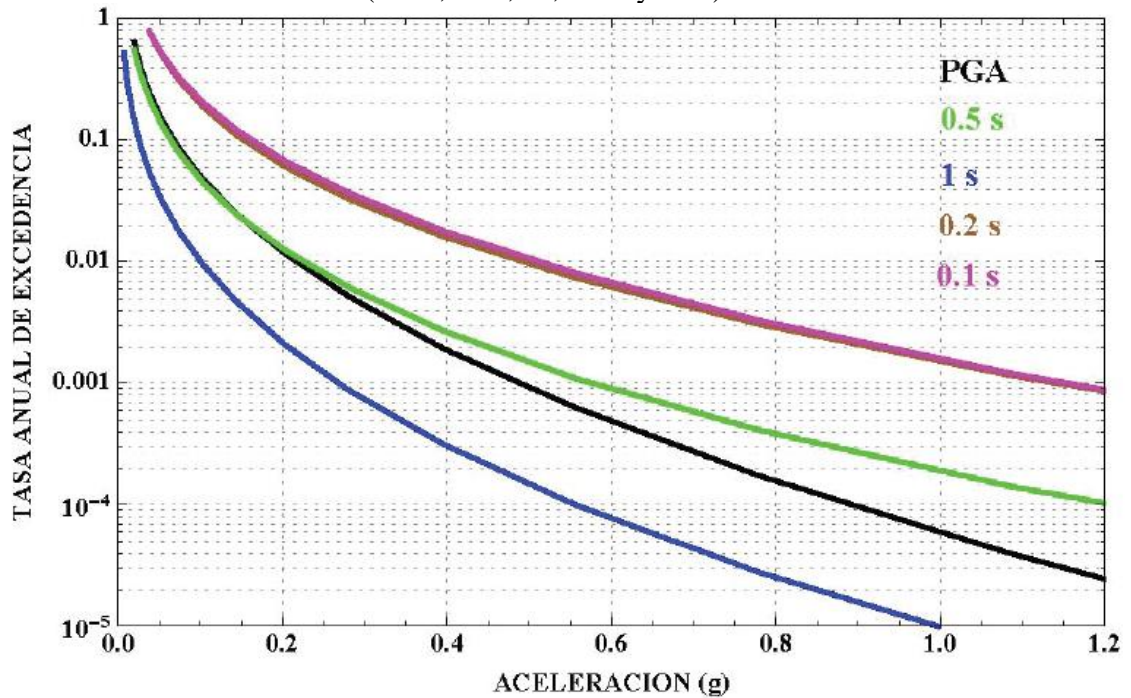
r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

r = 1.5 para tipo de suelo E.

- **Curvas de peligro sísmico**

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, [11].

Figura 16: Curva de peligro sísmico – Ambato, para diferentes Períodos Estructurales (PGA, 0.5s, 1s, 0.2 s y 0.1s).



Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”.

1.1.3.4.5 Desempeño

Se refiere a una metodología en la que se expresan criterios estructurales en términos de alcanzar un objetivo de rendimiento. Se trata de un método convencional en el que los criterios estructurales se definen por los límites de las fuerzas miembros resultantes de un nivel prescrito de fuerza de cizallamiento aplicada. El desempeño implica un estado o condición de daño limitante descrito por el daño físico dentro del edificio, la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio debido a los daños, y el servicio post-sismo del edificio, [25].

1.1.3.4.5.1 Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño del edificio es la combinación de un nivel de rendimiento estructural y un rendimiento no estructural, para un nivel especificado de riesgo sísmico. El punto de desempeño viene dado por la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda adecuado en el método de espectro de capacidad (el desplazamiento en el punto de rendimiento es equivalente al desplazamiento objetivo en el método de coeficiente), [25]. Los niveles de desempeño son aspectos

que fueron presentados inicialmente por el comité VISIÓN 2000, los cuales se han utilizado en publicaciones como ATC-40, FEMA 356, FEMA 440, ASCE/SEI 41-13 y en la actualidad ASCE/SEI 41-17.

1.1.3.4.5.1.1 Niveles y rangos de desempeño estructural

El nivel de desempeño estructural de un edificio se seleccionará entre seis Niveles de desempeño estructural discretos y dos niveles intermedios de rendimiento estructural definidos en esta sección. Los niveles discretos de rendimiento estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de daños (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No considerado (S-6). Los rangos intermedios de desempeño estructural son: Rango de seguridad mejorado y rango de seguridad reducido. Los criterios de aceptación de desempeño dentro de la estructura para Seguridad mejorada, el rango de desempeño se obtendrá interpolando entre los criterios de aceptación previstos para la ocupación inmediata y seguridad de vida y los criterios de aceptación dentro del desempeño estructural para seguridad reducida, el rango se obtendrá interpolando entre los criterios de aceptación previstos para la seguridad de vida y prevención del colapso, [24].

Nivel de desempeño estructural Ocupación inmediata (S-1).

El nivel de desempeño estructural S-1, Ocupación inmediata, se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura permanece segura de ocupar y esencialmente conserva su fuerza y rigidez anterior al sismo. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación de ocupación inmediata alcance este estado posterior al sismo, [24].

Rango de desempeño estructural de seguridad mejorado.

El rango de desempeño estructural mejorado se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de desempeño estructural de seguridad vital (S-3) y el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1), [24].

Nivel de desempeño estructural Control de daños (S-2).

El nivel de desempeño estructural S-2, control de daños, se define como un estado de daños posterior al sismo entre el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1). Los criterios de aceptación para la evaluación o adaptación basados en el nivel de desempeño estructural de control de daños se tomarán a medio camino entre los de desempeño estructural de seguridad de la vida (S-3) y desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1), [24].

Nivel de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3).

El nivel de desempeño estructural S-3, seguridad de vida, se define como el estado de daños posterior al sismo el que una estructura ha dañado los componentes, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados para este nivel de desempeño estructural alcance este estado, [24].

Rango de desempeño estructural de seguridad reducido (S-4).

El rango de desempeño estructural de seguridad reducida se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y el nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos (S-5), [24].

Nivel de desempeño estructural de seguridad limitada (S-4).

El nivel de desempeño estructural S-4, seguridad limitada, se define como un estado de daños posterior al sismo entre el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y el nivel de desempeño estructural de prevención de colapsos (S-5). Los criterios de aceptación para la evaluación o adaptación basados en el nivel de desempeño estructural de seguridad limitada se tomarán a medio camino entre los del nivel de desempeño estructural de seguridad de la vida (S-3) y el nivel de desempeño estructural de prevención de colapso (S-5), [24].

Nivel de desempeño estructural de prevención de colapso (S-5).

El nivel de desempeño estructural S-5, Prevención de colapso, se define como el estado de daños posterior al sismo en el que una estructura ha dañado los componentes y sigue soportando cargas de gravedad, pero no conserva ningún margen contra el colapso. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados para este nivel de rendimiento estructural alcance este estado, [24].

Desempeño estructural no considerado (S-6).

Cuando una evaluación o reacondicionamiento no aborde la estructura, el nivel de desempeño estructural será desempeño estructural no considerado (S-6), [24].

1.1.3.4.5.1.2 Niveles de desempeño no estructurales

El nivel de desempeño no estructural objetivo para un edificio se seleccionará entre cinco niveles de desempeño no estructural discretos: operativo (N-A), retención de posición (N-B), seguridad de vida (N-C), peligros reducidos (N-D) y no considerados (N-E), [24].

Nivel de desempeño no estructural Operativo (N-A).

Nivel de desempeño no estructural N-A, operativo, es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales son capaces de proporcionar las funciones que proporcionaron en el edificio antes del sismo, [24].

Nivel de desempeño no estructural Retención de Posición (N-B).

El nivel de desempeño no estructural N-B, retención de posición, es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden dañarse en la medida en que no pueden funcionar inmediatamente, pero se aseguran en su lugar, de modo que se evite el daño causado por caída, derrocamiento o rotura de las conexiones de servicios públicos. El acceso a edificios y los sistemas de seguridad para la vida, incluidas las puertas, las escaleras, los ascensores, la iluminación de emergencia, las alarmas contra incendios y los sistemas de extinción de incendios, generalmente permanecen disponibles y operables, siempre que los servicios de energía y servicios públicos estén disponibles, [24].

Nivel de desempeño no estructural Seguridad de vida (N-C).

El nivel de desempeño no estructural N-C, Seguridad de vida, es el estado de daños posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de vida, [24].

Nivel de desempeño no estructural Peligro Reducido (N-D).

Nivel de desempeño no estructural N-D, Peligro reducido, se definirá como el estado de daños después del sismo en el que los componentes no estructurales están dañados y podrían crear peligros de caída, pero los componentes no estructurales de alto riesgo, están asegurados para evitar que caigan en zonas de montaje público o que los peligros que caer de esos componentes puedan suponer un riesgo para la seguridad de vida para muchas personas. La preservación de la salida, la protección de los sistemas de extinción de incendios y cuestiones similares de seguridad de vida no se abordan en este nivel de desempeño no estructural, [24].

Desempeño no estructural no considerado (N-E).

Cuando una evaluación o adaptación no dirija todos los componentes no estructurales a uno de los niveles de las secciones anteriores, el nivel de desempeño no estructural será desempeño no estructural no considerado (N-E), [24].

1.1.3.4.5.1.3 Designación de los niveles de desempeño del edificio objetivo

Un nivel de desempeño de construcción objetivo se designa alfanuméricamente con un número que representa el nivel de desempeño estructural y una letra que representa el nivel de desempeño no estructural, como 1-B, 3-C, 5-E o 6-C, [24].

Nivel de desempeño del edificio Operacional (1-A).

Para alcanzar el nivel de desempeño del edificio Operacional (1-A), los componentes estructurales del edificio cumplirán los requisitos para el nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1), y los componentes no estructurales cumplirán los requisitos para el nivel de desempeño no estructural Operativo (N-A), [24].

Nivel de desempeño del edificio de Ocupación Inmediata (1-B).

Para alcanzar el nivel de desempeño del edificio de Ocupación Inmediata (1-B), los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos para el nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata (S-1), y los componentes no estructurales del edificio cumplirán los requisitos para el nivel de desempeño no estructural de Retención de Posición (N-B), [24].

Nivel de desempeño del edificio de Seguridad de Vida (3-C).

Para alcanzar el nivel de desempeño del edificio de Seguridad de Vida (3-C), los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos para el nivel de desempeño estructural de Seguridad de vida (S-3), y los componentes no estructurales deberán cumplir los requisitos para el nivel de desempeño no estructural de Seguridad de la Vida (N-C), [24].

Nivel de desempeño del edificio de Prevención de Colapso (5-D).

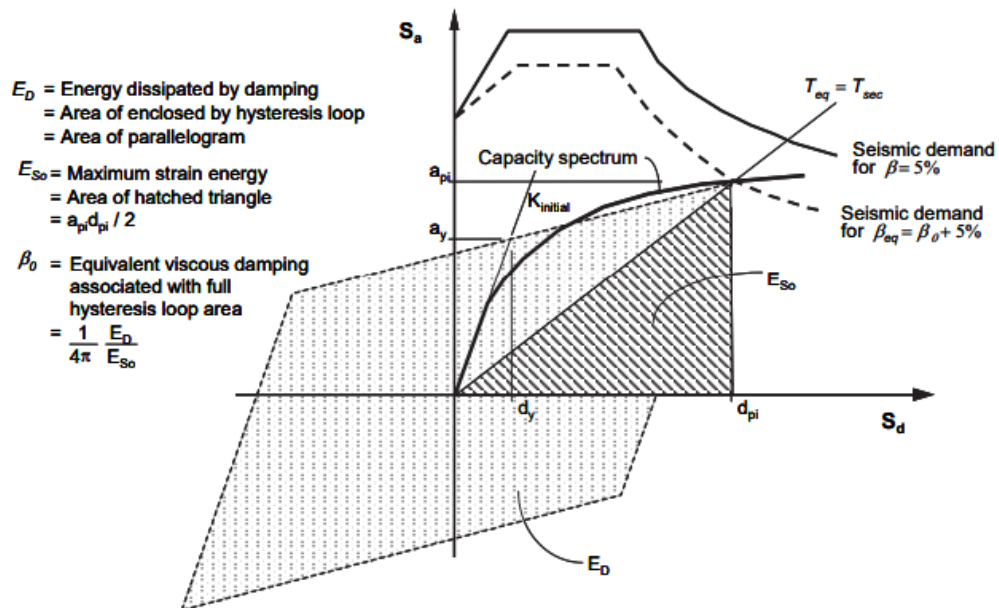
Para alcanzar el nivel de desempeño de edificios de prevención de colapso (5-D), los componentes estructurales del edificio deberán cumplir los requisitos para el nivel de desempeño estructural de Prevención de Colapso (S-5) y para el nivel de desempeño no estructural Peligro Reducido (N-D), [24].

1.1.3.4.5.2 Determinación el punto de desempeño - Método de Espectro de Capacidad (MEC)

De entre los métodos desarrollados para determinar el punto de desempeño estructural se desarrolla este proyecto con el MEC, presentado por primera vez en el documento ATC-40 y este ha tenido cambios y actualizaciones hasta la última presentada por FEMA 440. El proceso comienza con la generación de una relación fuerza-deformación para la estructura. Este proceso es prácticamente idéntico al del Método de Coeficiente de FEMA 356, excepto que los resultados se trazan en formato de espectro de respuesta de desplazamiento vs aceleración (ADRS). Este formato es una conversión simple de la relación corte basal vs desplazamiento en el nudo de control utilizando las propiedades dinámicas del sistema, y el resultado se denomina curva de capacidad para la estructura. El movimiento sísmico del suelo también se convierte al

formato ADRS. Esto permite trazar la curva de capacidad en los mismos ejes que la demanda sísmica. En este formato, el punto se puede representar como líneas radiales que emanan del origen. El método de espectro de capacidad de linealización equivalente supone que la amortiguación equivalente del sistema es proporcional al área delimitada por la curva de capacidad. Se supone que el período equivalente, es el período de secante en el que la demanda de movimiento del suelo sísmico, reducida para la amortiguación equivalente, interseca la curva de capacidad. Dado que el período equivalente y la amortiguación son una función del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo (es decir, el punto de rendimiento) es iterativa. ATC-40 impone límites a la amortiguación equivalente para tener en cuenta la resistencia y la degradación de la rigidez, [3].

Figura 17: Representación gráfica del Método capacidad-espectro de linealización equivalente, tal como se presenta en ATC-40; muestra el proceso de solución para determinar el Punto de Desempeño.



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

1.1.3.4.5.2.1 Conversión de espectro de respuesta a espectro de aceleración vs desplazamiento

Cada punto del espectro de respuesta está asociado con un único valor de aceleración espectral (S_a), velocidad espectral (S_v), desplazamiento espectral (S_d) y periodo (T). para convertir un espectro de respuesta normal (S_a vs T) a uno ADRS (S_a vs S_d), es

necesario establecer el valor de S_d para cada punto del espectro con la siguiente fórmula, [25]:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

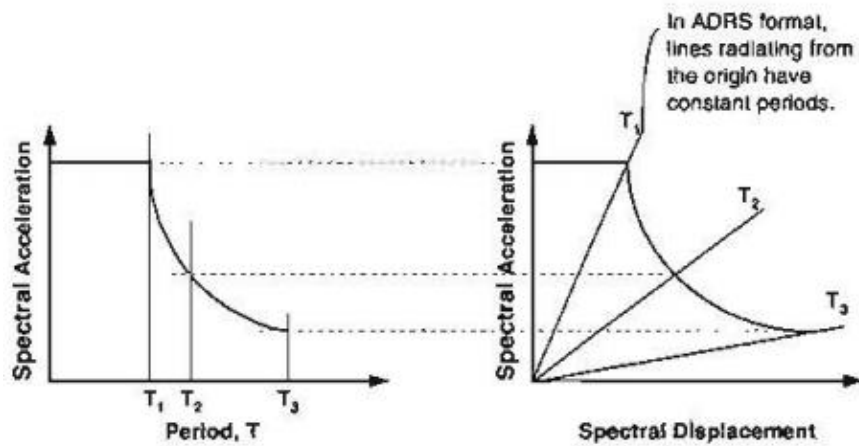
Sd_i : desplazamiento espectral en un punto i .

T_i^2 : periodo de vibración en un punto i .

Sa_i : aceleración espectral en un punto i .

g : aceleración de la gravedad.

Figura 18: Conversión de espectro de respuesta de aceleración espectral vs periodo a espectro de respuesta de aceleración espectral vs desplazamiento espectral ADRS.



Fuente: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, C. D. Comartin, and R. W. Niewiarowski, "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings".

1.1.3.4.5.2.2 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Para usar el MEC es necesario transformar la curva de capacidad que está en términos de cortante basal vs desplazamiento de techo a un llamado espectro de capacidad en términos de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (ADSR). La transformación se establece en base a las ecuaciones, [25]:

$$Sa_i = \frac{Vi/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 18}$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{techo}}{FP \phi_{techo}} \quad \text{Ec. 19}$$

Donde:

Sa_i : aceleración espectral en un punto i .

Vi : cortante basal en un punto i .

W : carga reactiva de la estructura.

α_1 : coeficiente de participación modal de la masa.

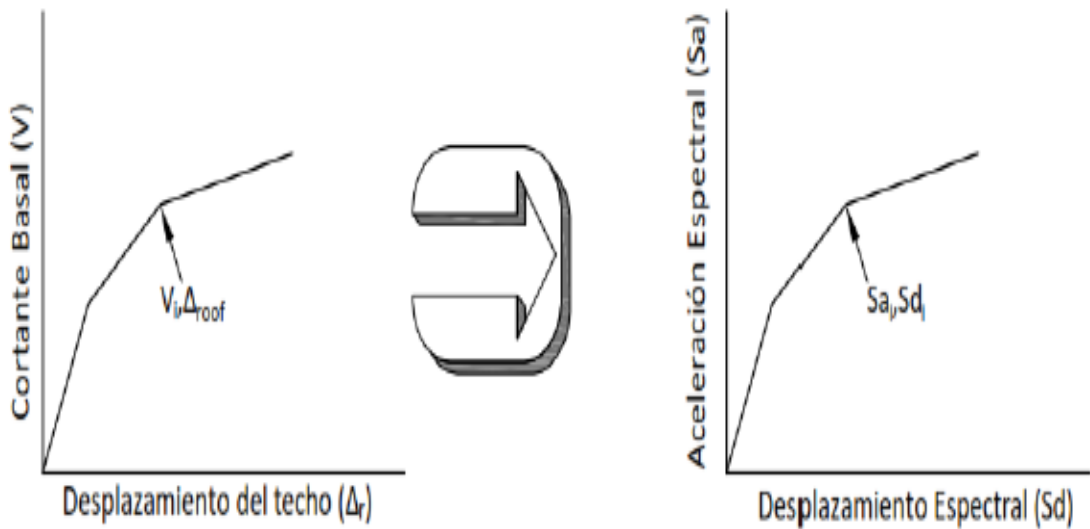
S_{d_i} : desplazamiento espectral en un punto i .

Δ techo: desplazamiento en el punto de control.

FP: factor de participación modal para el modo fundamental.

ϕ_{techo} : amplitud del modo 1 en nivel de control.

Figura 19: Conversión de curva de capacidad de cortante basal vs desplazamiento de techo a espectro de capacidad de aceleración espectral vs desplazamiento espectral.



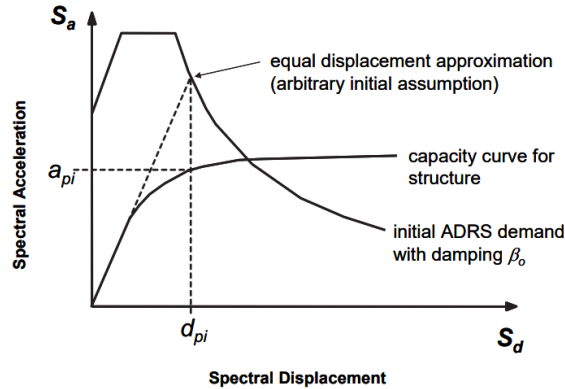
Fuente: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, C. D. Comartin, and R. W. Niewiarowski, "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings".

1.1.3.4.5.2.3 Representación bilineal del espectro de capacidad

La linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta no lineal de un edificio, el objetivo es estimar la respuesta de desplazamiento máximo del sistema no lineal utilizando un período efectivo, (T_{eff}), y amortiguación efectiva, (B_{eff}), [3].

Este proceso inicia al asumir un punto de desempeño inicial (api , dpi), esto puede basarse en una aproximación de desplazamiento igual que se lo puede asumir como en el siguiente gráfico:

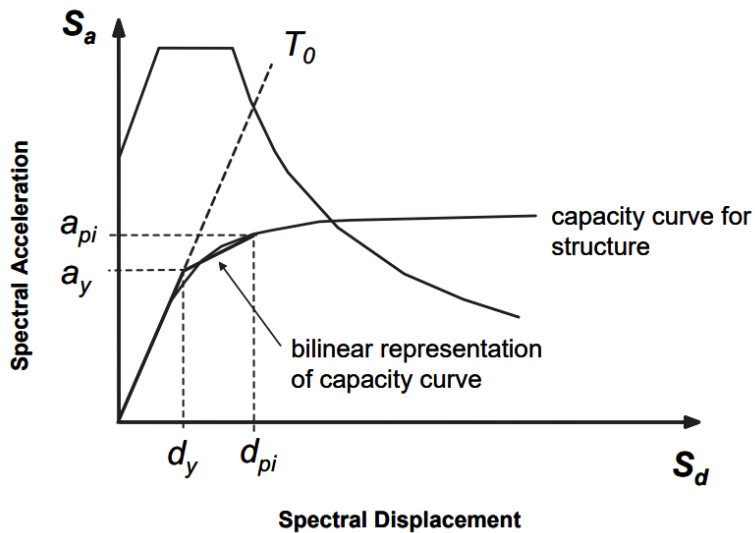
Figura 20: Estimación de punto de rendimiento inicial en base a los criterios de igual desplazamiento entre los espectros de demanda y capacidad.



Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

Definir el periodo inicial T_0 y trazar una recta hasta ese punto. Establecidos estos puntos, trazar una lineal desde el punto (a_{pi}, d_{pi}) hasta intersectar con la primera recta haciendo que las áreas que están entre la curva y la representación bilineal sean iguales, con lo cual se define el desplazamiento de rendimiento (d_y) y la aceleración de rendimiento (a_y) .

Figura 21: Representación bilineal del espectro de capacidad mediante la técnica de igualar áreas entre la representación bilineal y la curva del espectro de capacidad.



Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

1.1.3.4.5.2.4 Rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ ,

Los valores de rigidez post elástica y ductilidad se calcularán de acuerdo a las siguientes ecuaciones, [3]:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{api-ay}{dpi-dy}\right)}{\left(\frac{ay}{dy}\right)} \quad \text{Ec. 20}$$

$$\mu = \frac{dpi}{dy} \quad \text{Ec. 21}$$

1.1.3.4.5.2.5 Amortiguamiento efectivo

Los valores de amortiguamiento efectivo viscoso expresados como un porcentaje de amortiguación crítica, para los diferentes tipos de modelos de histéresis y valores ductilidad tienen la siguiente forma, [3]:

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{\text{eff}} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 22}$$

Para: $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{\text{eff}} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 23}$$

Para: $\mu > 6.5$

$$\beta_{\text{eff}} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right) + \beta_0 \quad \text{Ec. 24}$$

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para la amortiguación efectiva de los osciladores modelo se tabulan a continuación. Se debe tener en cuenta que estas son una función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histérico básico y rigidez post-elástica. Los coeficientes de la Tabla siguiente se han optimizado para adaptarse a los resultados empíricos de osciladores de modelos idealizados que tienen un comportamiento histérico bien definido designado, [3].

Tabla 13: Coeficientes para ecuaciones de amortiguamiento efectivo descrita para modelos de histéresis y degradación de la rigidez.

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
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

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

Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

Los edificios reales, compuestos por una combinación de muchos elementos, cada uno de los cuales puede tener características de resistencia y rigidez algo diferentes, rara vez mostrarán comportamientos histéricos que coincidan con los de los osciladores, exactamente. La adaptación de estos coeficientes a los modelos de construcción con una serie de componentes se puede hacer con precaución. Si todos los componentes presentan un comportamiento similar (por ejemplo, hormigón controlado por flexión con degradación de rigidez y endurecimiento de la tensión), entonces es razonable inferir que el comportamiento histórico del edificio en general será similar al comportamiento de los osciladores idealizados simples en los que se basa las tablas anteriores. Para los modelos de construcción en los que los componentes presentan un comportamiento de deformación de fuerza dispar, es menos claro qué coeficientes utilizar. En caso de duda, es preferible utilizar las ecuaciones optimizadas más generales presentadas a continuación. Las siguientes ecuaciones aproximadas para el valor de amortiguación efectivo se han optimizado para su aplicación en cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico o valor rigidez utilizado para el estudio, [3]:

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{\text{eff}} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 25}$$

Para: $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{\text{eff}} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 26}$$

Para: $\mu > 6.5$

$$\beta_{\text{eff}} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right) + \beta_0 \quad \text{Ec. 27}$$

1.1.3.4.5.2.6 Periodo efectivo

Los valores de periodo efectivo para todos los tipos de modelos de histéresis y valores de ductilidad se obtienen de acuerdo a las siguientes fórmulas, [3]:

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{\text{eff}} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_0 \quad \text{Ec. 28}$$

Para: $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{\text{eff}} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_0 \quad \text{Ec. 29}$$

Para: $\mu > 6.5$

$$T_{\text{eff}} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-1)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 30}$$

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para el período efectivo de los osciladores modelo se tabulan a continuación. Se debe tener en cuenta que estas son una función de las características del espectro de capacidad para el oscilador en términos de tipo histérico básico y rigidez post-elástica, [3].

Tabla 14: Coeficientes para ecuaciones de periodo efectivo descrita para modelos de histéresis y degradación de la rigidez.

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

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

Fuente: FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.

El uso de estos coeficientes de la tabla para los edificios reales está sujeto a las mismas limitaciones que para la amortiguación efectiva. En caso de duda, el profesional debe utilizar las siguientes ecuaciones para el valor de período efectivo que se han optimizado para su aplicación en cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico o valor de ductilidad, [3].

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{\text{eff}} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0 \quad \text{Ec. 31}$$

Para: $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{\text{eff}} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0 \quad \text{Ec. 32}$$

Para: $\mu > 6.5$

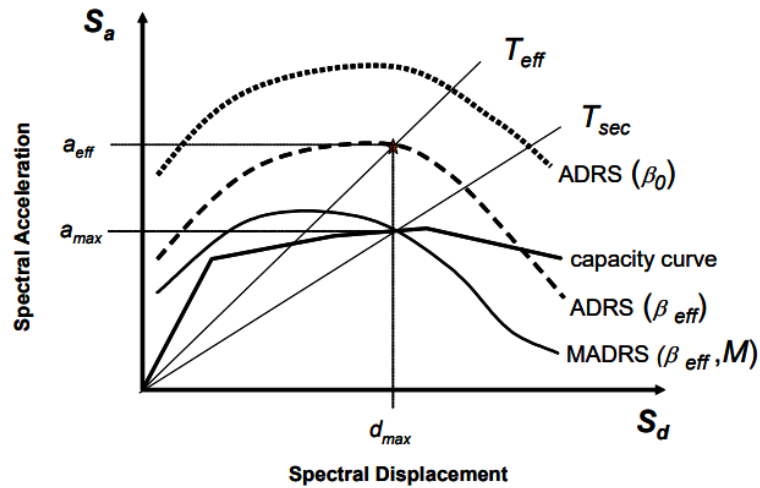
$$T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-1)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 33}$$

Se debe tener en cuenta que estas expresiones solo se aplican para T_0 de 0,2 a 2,0 s.

1.1.3.4.5.2.7 Espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento - Modificado (MADRS) para uso con Periodo Secante

El MEC establecido por ATC-40 utiliza la secante del periodo inicial como período lineal efectivo para determinar el desplazamiento máximo (punto de desempeño) De esta hipótesis surge el resultado del desplazamiento máximo al intersecar la curva de capacidad y la curva de demanda para la amortiguación efectiva en formato ADRS, [3].

Figura 22: Espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento - Modificado para uso con el periodo secante, determinación del punto de desempeño.



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

El uso de las ecuaciones de período efectivo y de amortiguación generan un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de la línea del período efectivo radial y la demanda de ADRS para la amortiguación efectiva. El período efectivo del procedimiento mejorado, (T_{eff}), es generalmente más corto que el período secante, (T_{sec}), definido por el punto en la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo, (δ_{max}). La aceleración efectiva, (a_{eff}), no es significativa ya que la aceleración máxima real, (a_{max}), debe estar en la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo, (δ_{max}). La multiplicación de las coordenadas de la demanda de ADRS correspondiente a la amortiguación efectiva, por el factor de modificación, da como resultado la curva de demanda ADRS modificada (MADRS) que ahora puede intersecar la curva de capacidad en el punto de

rendimiento. Dado que los valores de aceleración están directamente relacionados con los períodos correspondientes, el factor de modificación se puede calcular como, [3]:

$$M = \frac{a_{\max}}{a_{\text{eff}}} \quad \text{Ec. 34}$$

$$M = \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_{\text{sec}}}\right)^2 = \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{\text{sec}}}\right)^2 \quad \text{Ec. 35}$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{\text{sec}}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad \text{Ec. 36}$$

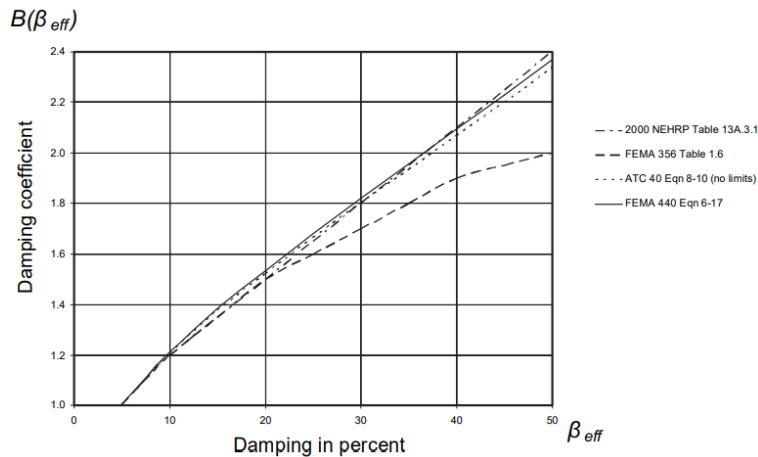
1.1.3.4.5.2.8 Reducción espectral para la amortiguación efectiva

En la práctica, dentro del proceso de linealización equivalente es necesario el uso de factores de reducción del espectro de respuesta inicial para un determinado amortiguamiento efectivo (B_{eff}). Estos factores son una función de la amortiguación efectiva y se denominan coeficientes de amortiguación, B. Se utilizan para ajustar las coordenadas de aceleración espectral de la siguiente manera, [3]:

$$(Sa)_{\beta} = \frac{(Sa)_0}{B(\beta_{\text{eff}})} \quad \text{Ec. 37}$$

Hay una serie de opciones en los procedimientos actuales para determinar B. Algunos de estos se trazan en la siguiente figura. También se muestra la siguiente expresión:

Figura 23: Coeficiente de amortiguamiento B como función de amortiguamiento (β_{eff}).



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

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}}(\text{in } \%)} \quad \text{Ec. 38}$$

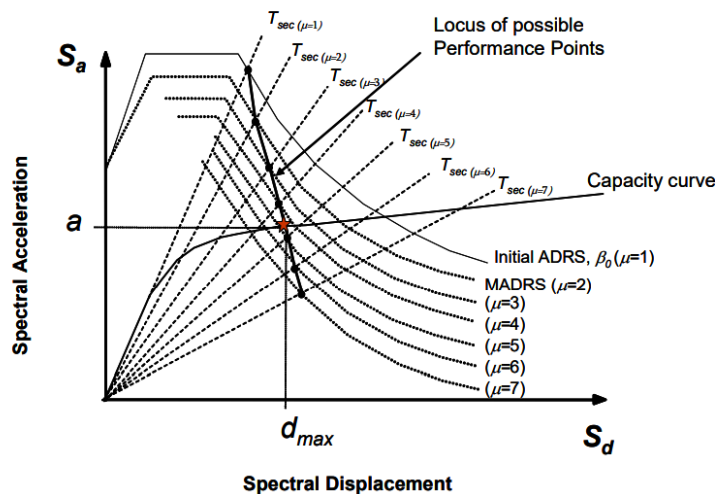
1.1.3.4.5.2.9 Proceso de solución

1. Seleccione un espectro de respuesta del suelo de fundación de la estructura con una amortiguación inicial (normalmente 5%), el espectro puede ser un diseño normativo, determinista o probabilista.
2. Modificar el espectro seleccionado, según proceda, para la interacción suelo-estructura (SSI); tomado en cuenta una reducción potencial de las coordenadas espectrales para la interacción cinemática con una modificación en la amortiguación desde el valor inicial (β_i) a (β_o) para tener en cuenta el amortiguamiento de la base. Si no se toma en cuenta el amortiguamiento de la base ($\beta_o = \beta_i$).
3. Convertir el espectro seleccionado a un espectro de aceleración espectral vs desplazamiento espectral.
4. Generar la curva de capacidad de la estructura a analizar (Pushover), esta curva debe estar en el formato ADRS para procedimientos de linealización equivalente.
5. Seleccionar un punto de rendimiento inicial (a_{pi} , d_{pi}), esto puede basarse en una aproximación de desplazamiento igual o en cualquier otro punto basado en el juicio de ingeniería.
6. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad. Esto define el período inicial, (T_0), desplazamiento de rendimiento, (d_y), y aceleración de rendimiento, (a_y).
7. Calcular los valores de rigidez post-elástica, y ductilidad.
8. Calcular la amortiguación efectiva correspondiente, del mismo modo, calcular el período efectivo correspondiente.

Después de este paso en los procedimientos, hay varias opciones disponibles para identificar una única solución. A continuación, se describen el procedimiento C según FEMA 440; este enfoque utiliza el espectro de aceleración-respuesta modificado para múltiples soluciones asumidas (a_{pi} , d_{pi}) y las extremidades correspondientes para generar un lugar de posibles puntos de rendimiento. El punto de rendimiento real se encuentra en la intersección de este espectro modificado y el espectro de capacidad, [3].

9. Utilizando el amortiguamiento efectivo debe ajustar el espectro ADRS inicial para (β_{eff}).
10. Multiplique las coordenadas de aceleración del ADRS para el factor de modificación, M, determinado utilizando el período efectivo calculado, (T_{eff}), para generar el espectro de respuesta de desplazamiento de aceleración modificado (MADRS).
11. Un posible punto de rendimiento se genera por la intersección del período de secante radial, (T_{sec}), con el MADRS.

Figura 24: Espectros de posible punto de desempeño usando MADRS.



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

12. Aumente o disminuya el punto de rendimiento asumido y repita el proceso para generar una serie de posibles puntos de rendimiento.
13. El punto de rendimiento real se define por la intersección del espectro MADRS de puntos del paso 12 y el espectro de capacidad.

Se debe tener en cuenta que este procedimiento es propicio para un proceso automatizado en el que se supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad de 1.0 y los ensayos posteriores se establecen como ductilidades incrementalmente mayores (por ejemplo, 2, 3, 4, 5,...), [3].

1.1.3.5 Medición de vibraciones en losas de entrepiso

Las vibraciones de las estructuras, a las que están expuestas los seres humanos en edificios (preferiblemente en losas de entrepiso), pueden ser percibidas por los ocupantes y les pueden afectar de muchas maneras; en concreto, pueden verse reducidos su confort y su calidad de vida. Para la evaluación de las vibraciones en edificios, desde el punto de vista del confort y de las molestias, es preferible utilizar los valores globales ponderados de las vibraciones; el valor obtenido, gracias a la ponderación en frecuencia adecuada, caracteriza el lugar o el emplazamiento dentro del edificio donde puede haber gente presente, aportando una indicación de la representatividad de ese lugar en cuestión.

Este proyecto evalúa el nivel de vibración de losas de entrepiso en base a los criterios de límites de tolerancia para el confort humano expuestos en Design Guide 11: Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity del AISC (Guía 11-AISC), en donde se expone que la respuesta humana al movimiento estructural es un fenómeno muy complejo que implica la magnitud del movimiento, el entorno que rodea y la sensación humana. Una exposición continua puede ser más objetable que el movimiento causado por un impacto poco frecuente. El umbral de percepción del movimiento del suelo en un lugar de trabajo ocupado puede ser más alto que en un apartamento tranquilo. La reacción de una persona de la tercera edad que vive en el piso 50 puede ser considerablemente diferente de la de un joven adulto que vive en el segundo piso de un complejo de apartamentos, si ambos están sujetos al mismo movimiento, [32].

La reacción de las personas que sienten vibración depende muy fuerte de lo que están haciendo. A las personas en oficinas u residencias no les gusta la vibración "claramente perceptible" (la aceleración máxima por encima del 0,5% de la aceleración de la gravedad, 0,5%g), mientras que las personas que participan en una actividad aceptarán vibraciones de 10 a 30 veces más (5% a 15%g o más). Las personas que cenan junto a una pista de baile, levantan pesas junto a un gimnasio aeróbico, o de pie en un centro comercial o en una pasarela peatonal cubierta aceptarán algo en el medio (alrededor de 1,5%g). Las personas en un puente peatonal al aire libre o una escalera monumental también tolerarán aceleraciones más altas. La sensibilidad dentro de cada ocupación

también varía con la duración de la vibración y la lejanía de la fuente. Se observa que estos límites son para frecuencias de vibración entre 4 y 8 Hz, que es el rango de frecuencias de resonancia de los órganos internos humanos. Fuera de este rango de frecuencia, las personas aceptan aceleraciones más altas, [32].

1.1.3.5.1 Descripción de los problemas de vibración

Las vibraciones surgen de la interacción entre las propiedades que varían en el tiempo y las propiedades intrínsecas del medio afectado. La forma en la que estas perturbaciones se manifiestan son como fuerzas o funciones de desplazamiento (aceleraciones, velocidad). El proceso de vibración se puede describir matemáticamente empleando las leyes de movimiento de Newton e incorporando las propiedades del medio afectado. Las características que deben tener en cuenta al medir las vibraciones en edificios son la fuente, la trayectoria y el receptor. La fuente de vibración produce las fuerzas o acciones dinámicas; el medio o la estructura entre la fuente y el receptor constituye la ruta de transmisión, y la vibración resultante en el receptor están sujetas a los criterios aplicables del estado límite de capacidad de servicio especificado, [33].

Fuente de vibración

De forma general, en un edificio las fuentes de vibración se producen por:

- Actividad humana
- Maquinaria rotativa y recíproca
- Maquinaria de impacto
- Maquinaria móvil
- Construcción o actividades de demolición en otras partes del edificio.

Ruta de transmisión

Debido a discontinuidades, atenuación debido a la propagación geométrica y amortiguación del material sumado a la posible amplificación o atenuación en los rangos de frecuencia, [33].

Receptor

El receptor de las vibraciones es el objeto o persona para el que se deben evaluar los efectos de vibración. Esto puede abarcar la estructura del edificio (o componentes tales como vigas, losas, paredes, ventanas, etc.), el contenido del edificio (instrumentos, machines, etc.), o los ocupantes humanos del edificio, [33].

1.1.3.5.2 Actividad humana

Actividades coordinadas repetitivas sobre un área fija

Actividades humanas que por su naturaleza coordinada y repetitiva determina la acción dinámica como una distribución cuasi uniforme sobre una parte específica de la estructura. En este tipo de actividades, los participantes activos no cambian de posición o todo el grupo se mueve para mantener la uniformidad de la acción. En estas actividades incluyen ejercicios en gimnasios, baile, salto coordinado, carreras de un grupo de personas, acción de espectadores; estas acciones se pueden describir mediante historiales de fuerza-tiempo o sus componentes espectrales, [33].

Personas que atraviesan estructuras

Acciones que varían con el tiempo y posición a medida que la persona o personas atraviesan la estructura de apoyo. Las acciones dinámicas de una o más personas se pueden representar como historiales de fuerza-tiempo o como sus componentes de frecuencia correspondientes. Se debe prestar especial atención para evitar efectos de resonancia con frecuencias naturales bajas; horizontal y vertical, [33].

Pulsos individuales

Los pulsos individuales son el resultado de:

- Personas saltando de objetos
- Personas saltando de escaleras o en pisos
- Caída accidental o deliberada de objetos en los pisos
- Una sola acción coordinada, como los espectadores saltando al unísono

1.1.3.5.3 Duración y dirección de la medición

El estándar internacional ISO 2631-1 indica que la duración de la medición debe ser lo suficiente como para asegurar una precisión estadística razonable y este de acuerdo al tipo de exposición que se está evaluando, [34].

Las vibraciones se deben medir a la par en las tres direcciones ortogonales; con este fin las direcciones de las vibraciones están relacionadas con la estructura antes que con el cuerpo humano, [35].

1.1.3.5.4 Ubicación de la medición

La medición se debe realizar en los puntos específicos donde se espera las magnitudes. Se deben medir en la ubicación de la estructura donde se produce la magnitud más elevada de vibraciones ponderadas en frecuencia o, en caso de especificaciones particulares, sobre una superficie adecuada de la estructura del edificio en el caso de ser necesario se harán mediciones en varios puntos con el fin de determinar la variación local de las vibraciones, [35].

1.1.3.5.5 Aparatos de medición y rango de parámetros

El aparato de medición debe seleccionarse teniendo en cuenta el parámetro de vibración que se debe medir y el rango esperado del parámetro, [33]. Los rangos comunes de cantidades medidas de vibraciones de edificios son los siguientes:

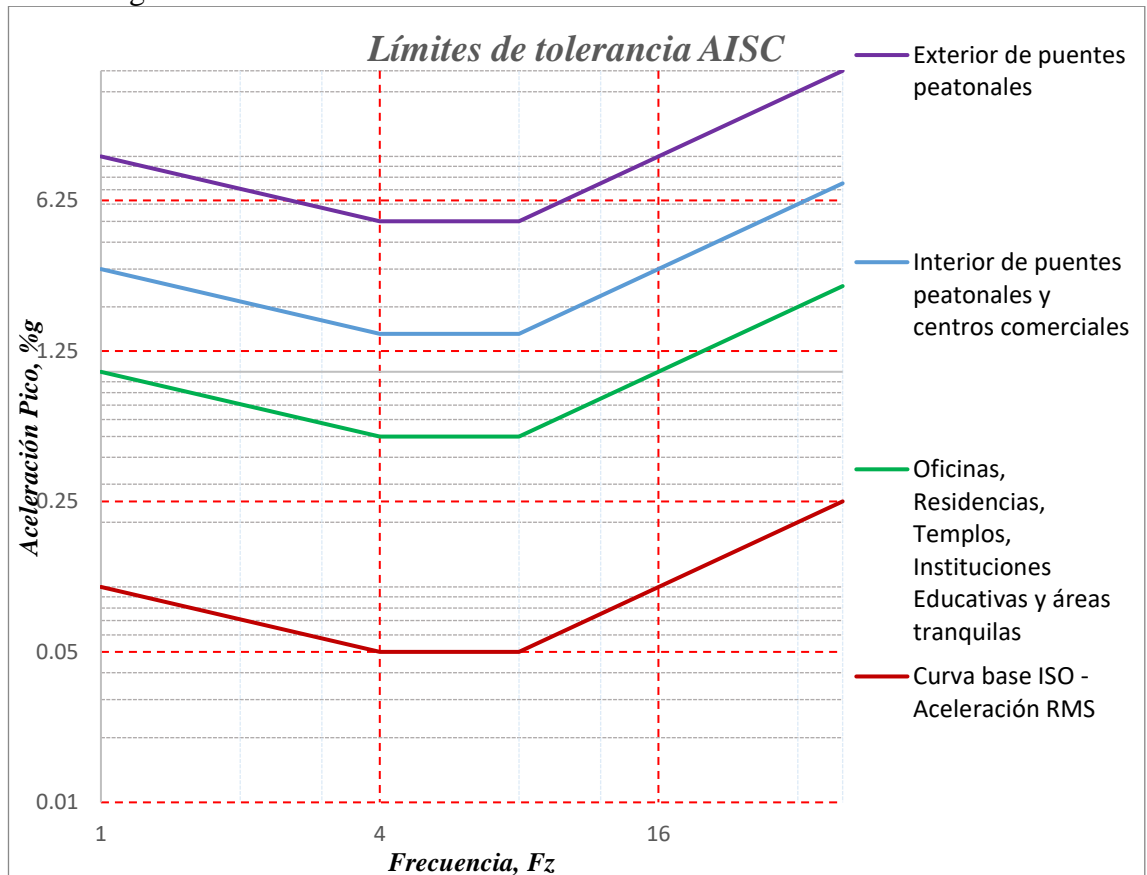
- frecuencia: 0,15 Hz a 100 Hz, excepto que para medir las respuestas impulsivas y para los edificios en roca que puede ser superior a 100 Hz;
- aceleraciones: 10^{-3} m/s² a 10 m/s²;
- velocidades: 10^{-5} m/s a 10^{-1} m/s; para las mediciones que impliquen tecnologías microelectrónicas, ópticas y similares (nanotecnología), pueden aplicarse límites más bajos;
- desplazamientos: 10^{-7} m a 10^{-2} m.

1.1.3.5.6 Criterios de evaluación para el confort humano

La Guía 11-AISC [32] presenta criterios de evaluación que toma como base la curva de referencia que exponen ISO 2631-2 de 1989 e ISO 10137 en su más reciente

versión, sin embargo estas normas internacionales no contienen factores que abarque la actividad de caminar; es por esto que la Guía 11-AISC también abarca los resultados de la investigación de Allen y Murray de 1993 en donde razonaron que un evento a pie causa una respuesta que es intermitente, pero no tan repetitiva como otras respuestas intermitentes, como las debidas a la conducción a pilotes. Estimaron que un rango razonable de factores multiplicadores para caminar en una oficina es "5 a 8, que corresponde a una aceleración de la media-cuadrada de la raíz (RMS) en el rango de 0.25 a 0.4%g." Allen y Murray utilizaron un factor de cresta estimado (relación de aceleración pico a RMS) de 1,7 para convertir de RMS a aceleración máxima. Finalmente, utilizando la experiencia, se establecieron en un límite de aceleración pico sinusoidal de 0.5%g para vibración en oficinas en el rango de 3 a 10 Hz. Utilizaron razonamientos similares para llegar a límites menos estrictos para otros entornos, como los centros comerciales, [32]. El siguiente gráfico muestra los límites de evaluación:

Figura 25: Límites de criterios de evaluación de vibraciones – confort humano.



Fuente: Murray et al., *Steel Desing Guide 11 - Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*, 2016.

Estos límites abarcan la vibración por perturbaciones al caminar humano y actividades rítmicas, el edificio de estudio al ser netamente de oficinas y de ambiente educativo se limita a estos criterios, de presentarse el caso de estudio con equipos altamente sensibles se debe tomar en cuenta otros criterios que los proporciona la Guía 11-AISC, así como también las especificaciones de los equipos.

1.1.3.5.7 Técnicas para medición de vibraciones

Según la Guía 11-AISC menciona que en su mayor parte las quejas a causa de las vibraciones debidas a actividades humanas están asociadas con pisos de baja frecuencia, estos son los pisos cuya frecuencia natural es inferior a 9Hz y es susceptible a resonancia con uno de las cuatro frecuencias sub-armónicas de la fuerza de paso (para propósitos de este proyecto, frecuencias sub-armónicas son la división para enteros de una frecuencia); es probable que al menos la marcha natural de un ocupante coincida con un sub-armónico de la frecuencia natural causando acumulaciones resonantes ocasionales. De hecho, el caminar de un ocupante, cuya marcha natural se encuentra en el sub-armónico de la frecuencia natural del suelo, es casi siempre la fuente de las quejas animadas del piso, [32].

1.1.3.5.7.1 Análisis Modal Experimental (AME)

La Guía 11-AISC expresa que el método experimental actual más preciso es el análisis modal experimental (AME) basado en cribas vibratoras como se describe en Ewins (2000) y Barrett (2006). AME se utiliza para definir completamente los modos naturales y frecuencias resonantes del suelo y es el método más preciso para determinar el amortiguamiento en una estructura. AME también proporciona información útil para el ajuste del modelo de elementos finitos, que puede ser necesario para el diseño de adaptación. Las aceleraciones se registran al caminar a frecuencias resonantes para comparar con los límites de tolerancia y para proporcionar información adicional para el ajuste del modelo de elementos finitos. El uso de AME tiene tres impedimentos: (1) los equipos de prueba AME basados en cribas vibratoras son prohibitivamente caros para muchas empresas de ingeniería estructural; 2) el costo y el tiempo necesarios para movilizar, realizar pruebas y procesar datos puede ser prohibitivo; y (3) la interrupción causada por las pruebas basadas en cribas vibratoras es a menudo inaceptable para el cliente, [32].

1.1.3.5.7.2 Análisis Modal Experimental Simplificado (AMES)

La Guía 11-AISC también hace mención y recomienda el procedimiento de prueba simplificado desarrollado por Davis et al. en 2014, el cual ha sido utilizado ampliamente por los autores para evaluar con éxito los movimientos animados del piso y para recopilar información útil para desarrollar esquemas de adaptación. La única instrumentación necesaria es un analizador de espectro portátil de un solo canal y un acelerómetro sísmico, que no requiere costos de envío y permite la movilización, las pruebas y el procesamiento de datos muy rápidos. La evaluación comienza con la estimación de frecuencias naturales utilizando pruebas simples de caída del talón (Heel-Drop). La respuesta de aceleración máxima debido a caminar se determina entonces para la comparación con los límites de confort humano con la velocidad de marcha previamente descrita. Un metrónomo es utilizado por el caminante para ayudar a igualar la frecuencia de paso requerida, [32][36].

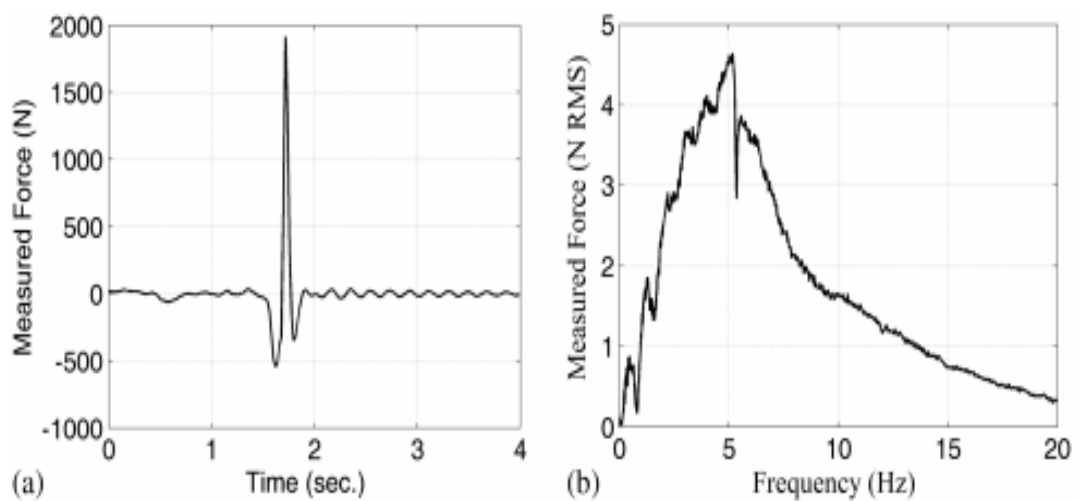
1.1.3.5.7.2.1 Estimaciones de frecuencia natural

A pesar que el método AME es el más preciso para determinar este parámetro resulta conveniente tomando en cuenta las descripciones antes establecidas de los métodos la estimación de la frecuencia natural mediante la técnica de caída del talón (Heel-Drop).

Para realizar una caída del talón, un miembro del equipo de medición simplemente se levanta sobre los dedos de los pies y golpea el suelo, impactando con fuerza la losa con ambos talones mientras tiene cuidado de evitar múltiples golpes, rebotando o balanceándose hacia adelante. La fuerza de caída del talón que se aplica generalmente alcanza frecuencias en el rango de aproximadamente 1 y 20 Hz, cubriendo el rango de frecuencias que pueden ser excitadas por la marcha humana. Se debe tener en cuenta que el espectro de fuerza de una caída del talón ejecutada en una estructura flexible incluye una ligera caída de fuerza en cada frecuencia natural como se muestra en la figura siguiente justo por encima de 5 Hz. Una caída del talón proporciona una excitación similar a la proporcionada por un martillo de impulso, con tres ventajas significativas: 1) una caída del talón no requiere que ningún equipo sea transportado al lugar de prueba; (2) una caída del talón proporciona aproximadamente tres veces más fuerza (Hanagan et al. 2003); y (3) una caída del talón proporciona una entrada de fuerza de mayor calidad que la proporcionada por un martillo de impulso por la

siguiente razón. Cuando un evaluador utiliza un martillo de impulso durante una prueba de vibración del suelo, también está de pie o agachado en la losa a una pequeña distancia del impacto. A medida que el evaluador fuerza el martillo hacia abajo y lo eleva después del impacto, las fuerzas de inercia del cuerpo humano y los movimientos necesarios para mantener el equilibrio producen fuerzas de reacción en el suelo que también causan la respuesta del suelo. Los autores de este método opinan que tales fuerzas son un problema menos durante una caída del talón bien ejecutada, [36].

Figura 26: Ejemplo de test Heel-Drop: a) dominio del tiempo, y b) dominio de frecuencia.



Fuente: Davis et al. "Simplified experimental evaluation of floors subject to walking-induced vibration," 2014.

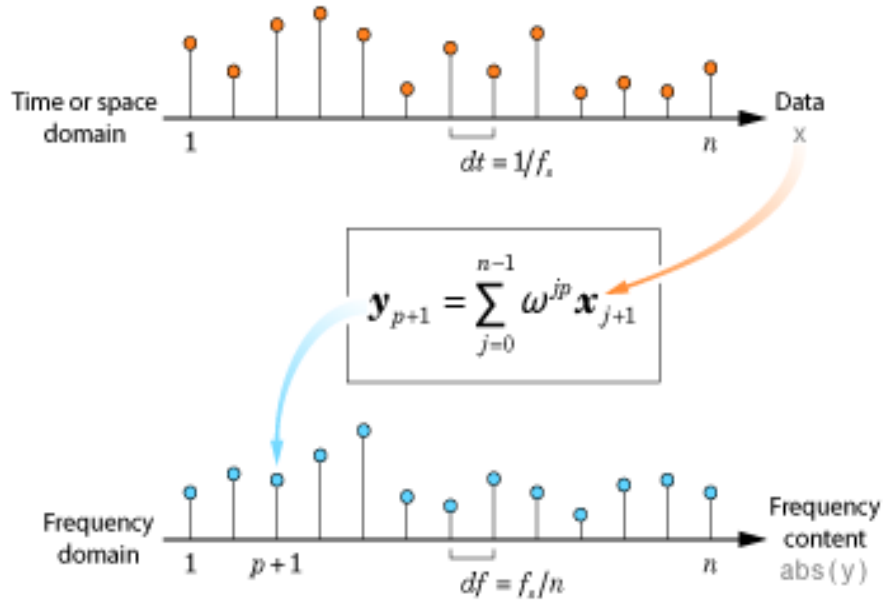
Mientras se realiza la prueba in situ se registra la respuesta de aceleración de la losa mediante el acelerómetro. El espectro de aceleraciones se transforma a un espectro de picos desde donde la frecuencia natural se puede inferir, este proceso a menudo es realizado mediante la transformación rápida de Fourier.

Debido a que el objetivo de la prueba de caída del talón es proporcionar sólo estimaciones de frecuencia natural, no es necesario medir la fuerza aplicada. Las amplitudes de aceleración espectral suelen ser de poca importancia (excepto que deben superar significativamente los valores ambientales) y las frecuencias se deducen de las amplitudes relativas, [36].

Transformada Rápida de Fourier (FFT)

Las transformadas y los filtros son herramientas que sirven para procesar y analizar datos discretos, y se utilizan comúnmente en aplicaciones de procesamiento de señales y matemáticas computacionales. Cuando los datos se representan como una función de tiempo o espacio, la transformada de Fourier descompone los datos en componentes de frecuencia, [37].

Figura 27: Transformada rápida de Fourier.



Fuente: MathWorks, “Análisis y filtrado de Fourier”.

La transformación de Fourier es una fórmula matemática que relaciona una señal muestreada en tiempo o espacio con la misma señal muestreada en frecuencia. En el procesamiento de la señal, la transformación de Fourier puede revelar características importantes de una señal, al saber, sus componentes de frecuencia, [38].

La transformación de Fourier se define para un vector x con n puntos muestreados uniformemente por:

$$Y_{k+1} = \sum_{j=0}^{n-1} w^{jk} x_{j+1} \quad \text{Ec. 39}$$

$w = e^{-2\pi i/n}$ es uno de n raíces complejas de la unidad, donde i es la unidad imaginaria. Para x e y , los índices j y k oscilan entre 0 y $n - 1$.

1.1.3.5.7.2.2 Pruebas al caminar: Respuesta de piso de baja frecuencia y comodidad humana

Un piso de baja frecuencia, por definición, tiene al menos un modo natural responsivo (el más sensible se conoce como el modo dominante) con una frecuencia por debajo de unos 9-10 Hz, colocándolo dentro del rango de uno de los primeros cuatro armónicos de la fuerza de caminar. Es probable que al menos un ocupante coincida con la frecuencia modal dominante con su marcha natural y cause acumulaciones resonantes ocasionales. Tras la identificación de la frecuencia dominante en un piso de baja frecuencia, las pruebas al caminar se realizan mediante el registro de la aceleración del piso mientras un miembro del equipo de medición camina a una frecuencia de paso que cumple las siguientes condiciones, [36]:

1. La frecuencia de pasos está entre aproximadamente 90 y 132 pasos-min. (1,5 y 2,2 Hz), que es el rango normal de frecuencias de caminar humanas en una superficie plana, [36].
2. Un múltiplo de la frecuencia del paso coincide con la frecuencia dominante y causa una acumulación resonante. Esto se logra caminando mientras escucha un metrónomo establecido en una división de enteros de la frecuencia dominante, también conocido como frecuencia sub-armónica. Se debe tener en cuenta que la precisión de frecuencia de paso del caminante se verifica si el espectro muestra picos en la frecuencia de paso prevista y en la frecuencia natural. Múltiples picos alrededor de la frecuencia natural o la falta de un pico generalmente indican que las frecuencias de paso reales y previstas no son aproximadamente iguales, [36].
3. El armónico más bajo posible causa resonancia porque las amplitudes de fuerza armónica disminuyen con el aumento del número armónico, [36].

Las pruebas al caminar se realizan a lo largo de todos los senderos posibles cerca de la zona de preocupación, pero por lo general se limita a un panel. Si los senderos para caminar no están definidos, entonces el caminante atraviesa el centro del panel. Debido a que la capacidad de los caminantes para coincidir con la frecuencia de paso deseada varía, y debido a que las fuerzas varían de un caminante a otro, se utilizan dos o más caminantes individuales siempre que sea posible. Cada individuo camina al menos tres

veces para garantizar la repetibilidad. Siempre que sea posible, los miembros del equipo de medición u otros observadores se sientan y proporcionan opiniones sobre la moción del suelo, colocándola en categorías tales como imperceptible, apenas perceptible u objetable, [36].

1.1.3.5.7.2.3 Comparación con los criterios de evaluación para el confort humano

Debido a que los límites de tolerancia son en términos de aceleraciones máximas, la medida de un solo pico en el espectro, no es directamente comparable. Para una comparación verdadera, se determina la aceleración máxima equivalente (a_{max-e}). En primer lugar, la aceleración registrada frente a la forma de onda de tiempo se filtra a través de un filtro de paso bajo utilizando el analizador de vibración o un programa como MATLAB para excluir el contenido de alta frecuencia (por encima de 15-20 Hz) al que los seres humanos son insensibles. Un filtro de paso alto también se puede utilizar durante el post-procesamiento para excluir el contenido de frecuencia por debajo de 1 Hz. A continuación, se calcula una aceleración media cuadrática (rms) utilizando la ecuación que se presenta: La experiencia de los autores es que un intervalo de dos segundos proporciona excelentes resultados, [36].

$$a_{rms}(t) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N a_i^2} \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

$a_{rms}(t)$ = aceleración media cuadrática en un tiempo, t.

N = número de datos de aceleración en el intervalo de t-1 a t+1 segundos

a_i = puntos de datos de aceleración

La aceleración media cuadrática máxima es convertida en aceleración máxima equivalente (a_{max-e}) mediante la multiplicación por $\sqrt{2}$; que es la relación de aceleración. Entonces la aceleración máxima equivalente (a_{max-e}) en % de la gravedad es comparada con los criterios de aceptación antes descritos, [36].

1.1.4 Hipótesis

- El Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato presentará diferentes grados de vulnerabilidad sísmica de acuerdo a los diferentes tipos de evaluación que se presentan en este proyecto.
- La vibración en losas de entrepiso del edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato presentará valores de aceleración máxima dentro de los criterios de evaluación para el confort humano presentados por el AISC.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica y la vibración en losas de entrepiso del edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante el empleo de metodologías cualitativas expuestas por FEMA P-154, NEC 2015 y el Método de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos para la identificación del estado actual.
- Analizar si el edificio de estudio con las dimensiones de secciones y estructuración actual cumple con los parámetros de diseño sismo resistentes de la NEC 2015.
- Determinar si los valores de vibración al caminar en las losas de entrepiso de la estructura están dentro del rango los criterios de evaluación para el confort humano de la Guía 11 del AISC.
- Determinar las curvas de capacidad y puntos desempeño del edificio a través del análisis estático no lineal (PUSHOVER) para obtener el nivel de desempeño sísmico de la estructura.
- Obtener información de mecanismos y fallas en los elementos estructurales de forma secuencial y acorde a los niveles de desempeño para este tipo de estructura.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

El presente proyecto se divide en 3 apartados como se describen a continuación:

El primer apartado abarca el análisis de vulnerabilidad sísmica mediante la aplicación de metodologías cualitativas y sus respectivos formularios de campo como:

- La Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154.
- Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos

La información para este apartado se obtendrá a través de inspecciones de campo, documentación existente del edificio y estimaciones con criterios de ingeniería.

El segundo apartado se enfoca en el análisis de vulnerabilidad sísmica mediante un método cuantitativo como es el análisis estático no lineal “pushover” con las consideraciones de cálculo según ASCE/SEI 41-17 para obtener la curva de capacidad de la estructura; posteriormente se determina el punto de desempeño en base al método del Espectro de Capacidad expuesto en ATC-40 además de utilizar la representación bilineal propuesta por FEMA 440. La información para este análisis se recopilará a través de la constatación en campo de las secciones de los elementos estructurales y ensayos de los materiales.

El tercer apartado se orienta a la medición de vibraciones en losas de entrepiso de la estructura mediante el uso del software de análisis con la herramienta de Walking Vibration, donde se definen senderos que puedan provocar las mayores aceleraciones verticales mediante un análisis tiempo historia lineal y llegar al valor de aceleración media cuadrática máxima que se expone en la Guía 11-AISC. Con la aplicación de las curvas base expuestas en el documento antes mencionado se determinará el rango en el que se encuentra la respuesta del elemento según su tipo de ocupación.

2.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

2.1.1 Investigación experimental

El análisis de desempeño sísmico por medio del análisis estático no lineal busca analizar el desempeño estructural al someter al edificio a cargas que simulan eventos sísmicos adversos. La información necesaria para esto se determinará a través de ensayos de los materiales e información técnica disponible.

2.1.2 Investigación de campo

El análisis de vulnerabilidad sísmica por medio de métodos cualitativos busca establecer el nivel de vulnerabilidad estructural antes eventos sísmicos sin alterar ninguna condición intrínseca del edificio.

2.1.3 Investigación exploratoria

La medición de vibraciones de losas de entrepiso busca obtener una visión del funcionamiento de estos elementos estructurales ante la acción de actividades humanas según el tipo de ocupación.

2.1.4 POBLACIÓN

El análisis de vulnerabilidad, desempeño sísmico y la medición de vibraciones de losas de entrepiso, se realizará en el Edificio del Centro de Idiomas de la Universidad Técnica de Ambato.

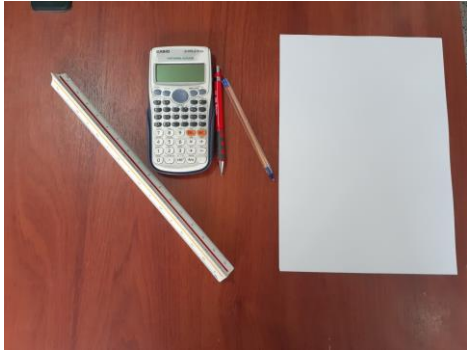


2.1.5 MUESTRA

El análisis de vulnerabilidad sísmica bajo metodologías cualitativas se realizará a todo el edificio; para la metodología cuantitativa se elaborarán modelos matemáticos, con los cuales se procederá a verificar si cumple con los requerimientos establecidos por la NEC 15; y después se realizará el análisis estático no lineal “pushover” incorporando los espectros de respuesta de la NEC 475, NEC 2500 y el espectro determinista mencionado en el capítulo 1. La medición de vibraciones de losas de entrepiso, se realizará en el pasillo con más circulación de cada planta, generando así valores de aceleraciones máximas por nivel.

2.2 Materiales y equipos

2.2.1 Materiales

Tabla 15 Materiales y características técnicas

Material	Imagen	Características
Equipo de oficina		Materiales varios.
Cinta		Grabaciones en milímetros, centímetros. 50 metros de largo (164ft). Ancho de hoja 13mm. Cinta reforzada con fibra de vidrio
Flexómetro		Grabaciones en milímetros, centímetros, pulgadas. 5 metros de largo (16.4 ft). Ancho de hoja 25mm metal

Fuente: Jhofre W. Caiza

2.2.2 Equipos

Tabla 16 Materiales y características técnicas

Equipo	Imagen	Características
Computador con programas de ingeniería		<p>MSI Katana GF76 11UD Procesador: 11th Gen Intel(R) Core(TM) i7-11800H @ 2.30GHz 2.30 GHz RAM: 16 GB Almacenamiento: Disco sólido 454GB GPU: NVIDIA GeForce RTX 3050Ti</p>
Martillo Esclerométrico		<p>Marca SILVER SCHMIDT Energía de impacto: (N) 2.207Nm, (L) 0.735Nm Resistencia a la compresión: 20-150 MPa Peso: 2.27kg</p>
Equipo para Ensayo SPT		<p>Equipo de acuerdo a especificaciones de normativa NTE INEN 0689</p>
Equipo de bioseguridad		<p>Mascarilla KN95 Alcohol Protector facial</p>

Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3 Métodos

2.3.1 Plan de recolección de datos

Para la obtención de la información necesaria para este proyecto se procederá de acuerdo a los siguientes lineamientos:

- Realizar inspecciones de campo al Edificio del Centro de Idiomas.
- Obtener planos arquitectónicos y estructurales disponibles.
- Verificar secciones de los elementos estructurales y áreas de acero.
- Establecer características de configuración estructural en planta y elevación del edificio.
- Realizar el ensayo con el martillo esclerométrico a los elementos estructurales posibles.
- Realizar ensayos de suelos a fin de determinar las propiedades del sitio de fundación del edificio.
- Cuantificar cargas gravitacionales.
- Cuantificar cargas sísmicas, según los niveles de desempeño de la estructura.
- Determinar los senderos estratégicos para la medición de vibraciones en losas de entrepiso.
- Realizar la medición de vibraciones en los senderos determinados.

2.3.2 Plan de procesamiento y análisis de la información

El procesamiento de información de este proyecto se ha dispuesto de la siguiente forma:

- ✓ Identificar las características del edificio según los requerimientos de las metodologías cualitativas presentadas en el capítulo 1.
- ✓ Establecer el grado de vulnerabilidad sísmica mediante los formularios establecidos en el capítulo 1.
- ✓ Determinar la resistencia a compresión del hormigón para el proyecto a partir de los datos recolectados del ensayo con el martillo esclerométrico.
- ✓ Identificar las propiedades y las áreas de acero para las diferentes secciones de la estructura en base a los planos estructurales.

- ✓ Modelar la estructura de estudio mediante la definición las secciones de los elementos estructurales y definición de propiedades lineales y no lineales.
- ✓ Definir funciones de los espectros de respuesta a utilizar.
- ✓ Realizar el análisis estructural de acuerdo a los requerimientos de la NEC 15.
- ✓ Realizar el análisis estático no lineal (Pushover).
- ✓ Determinar el desempeño estructural del edificio con el empleo del método del espectro de capacidad.
- ✓ Realizar el análisis y procesamiento de los espectros obtenidos de las pruebas de medición de vibraciones.
- ✓ Realizar la comparación de los resultados de vibración obtenidos con los criterios de evaluación de la Guía 11-AISC.

2.3.3 Recolección de datos

2.3.3.1 Descripción Técnica del Edificio del Centro de Idiomas

El edificio del Centro de Idiomas se encuentra dentro de las instalaciones del campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato, en la ciudad de Ambato, provincia Tungurahua.

El edificio consta de la planta baja y 4 pisos donde se alberga la biblioteca, salones de clase, oficinas para docentes y oficinas administrativas; y la cubierta en la que se encuentra el tapagrada y una cafetería no diseñada en el proyecto de consultoría para esta estructura, según la distribución que se presentan en los planos arquitectónicos.

Figura 28 Fachada Principal del Edificio del Centro de Idiomas



Fuente: Jhofre W. Caiza

La construcción de esta estructura es en hormigón armado con pórticos resistentes a momento como su sistema estructural, los diafragmas horizontales utilizan el sistema de losas alivianadas bidireccionales, en el centro de la estructura se encuentra un ascensor con capacidad para 16 personas el cual está rodeado de muros estructurales de hormigón armado. Las paredes de que bordean y delimitan espacios en el edificio son de ladrillo tipo chambo. En las losas el acabado superior es de cerámica mientras que el acabado inferior es de cielo raso.

2.3.3.2 Propiedades de los materiales

2.3.3.2.1 Hormigón

Como antecedente tenemos el valor de la resistencia a compresión de 240kg/cm^2 que indican los planos estructurales, lo cual se complementa con los ensayos.

Para la determinación de las propiedades de este material se ha empleado el método del martillo esclerométrico de acuerdo la normativa ASTM C805 y NTE INEN 312, el cual obtiene el número de rebote usando un martillo de acero impulsado por un resorte. Este método ofrece una manera rápida y no destructiva de obtener el valor de resistencia a la compresión ($f'c$) a partir del valor Q de rebote con el empleo de gráficas

según la orientación del equipo al momento del ensayo. La normativa internacional y nacional exige ciertos requerimientos para las zonas de ensayo:

- 100 mm debe ser el espesor mínimo del elemento a ensayar.
- Se debe evitar zonas que presenten paneles de abejas, escalonamiento o alta porosidad.
- El área de ensayo debe ser de por lo menos 150 mm de diámetro.
- Por cada prueba se deben tomar al menos 10 mediciones.
- La distancia entre cada impacto debe ser de al menos 25 mm y la distancia desde los bordes del elemento debe ser mínimo 50 mm.
- No realizar lecturas en superficies donde el recubrimiento sea inferior a 20 mm.

El método de cálculo indica que de las 10 lecturas tomadas se debe descartar aquellas que difieran de la media en más de 6 unidades para luego determinar la media, si más de 2 lecturas difieren en más de 6 unidades se descarta todo el conjunto y se debe tomar nuevas lecturas.

En el mercado existen equipos que nos muestran tablas de correlación para índice de rebote Q y para el valor de $f'c$, por otro lado, también existen equipos más sofisticados como el empleado para este proyecto de la marca SILVER SCHMIDT el cual incorpora un sistema operativo que tiene precargado las tablas antes mencionadas y realiza el cálculo antes descrito de forma automática, ofreciéndonos directamente valores de $f'c$.

Figura 29 Equipo para el ensayo Esclerométrico



Fuente: Jhofre W. Caiza

Las mediciones se han limitado de cierto modo por los acabados que presentan, tanto horizontales y verticales, sin embargo, se han realizado ensayos en diferentes elementos estructurales (vigas, columnas, losas) de todos los niveles, en total se han realizado 12 ensayos cuyos valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 17 Resultados de los ensayos del martillo esclerométrico

Ensayo	Ubicación			f'c (kg/cm ²)
	Nivel	Eje	Elemento	
E1	+3.70 m	B2-3	Viga	330
E2	+3.70 m	B2-3	Losa	295
E3	+6.94 m	3B-C	Viga	220
E4	+6.94 m	3B-C	Losa	175
E5	+10.18 m	C2-3	Viga	245
E6	+10.18 m	C2-3	Losa	310
E7	+10.18 m	3B-C	Muro	300
E8	+13.42 m	3C-B	Viga	360
E9	+13.42 m	3C-B	Losa	230
E10	+13.42 m	3B-C	Muro	265
E11	+16.66 m	3B-C	Muro	240
E12	+16.66 m	B2	Columna	305

Fuente: Jhofre W. Caiza

La obtención del valor de f'c se determina validando las lecturas del índice de rebote (Q), considerando válidos los valores cuando la diferencia o error entre los valores máximos y mínimos con la Media Q sea inferior a 6 unidades del ensayo; la siguiente tabla muestra el proceso de cálculo típico de los ensayos.

Tabla 18 Conjunto de datos de Ensayo Esclerométrico Tipo

ENSAYO E10	
Nº golpe	Q (índice de rebote)
1	46
2	49.5
3	47
4	45.5
5	44
6	44.5
7	48
8	46.5
9	49.5
10	45
Media Q	46.55
Resistencia (f'c)	265 kg/cm²

Fuente: Jhofre W. Caiza

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n (N^{\circ} golpe i)}{n} \quad Ec. 41$$

$$Media Q = \frac{46 + 49.5 + 47 + 45.5 + 44 + 44.5 + 48 + 46.5 + 49.5 + 45}{10}$$

$$Media Q = 46.55$$

Cálculo del error

Valor máximo = 49.5

$$E+ = Vmax - Media Q \quad Ec. 42$$

$$E+ = 49.5 - 46.55$$

$$E+ = 2.95$$

Valor mínimo = 44

$$E- = Vmin - Media Q \quad Ec. 43$$

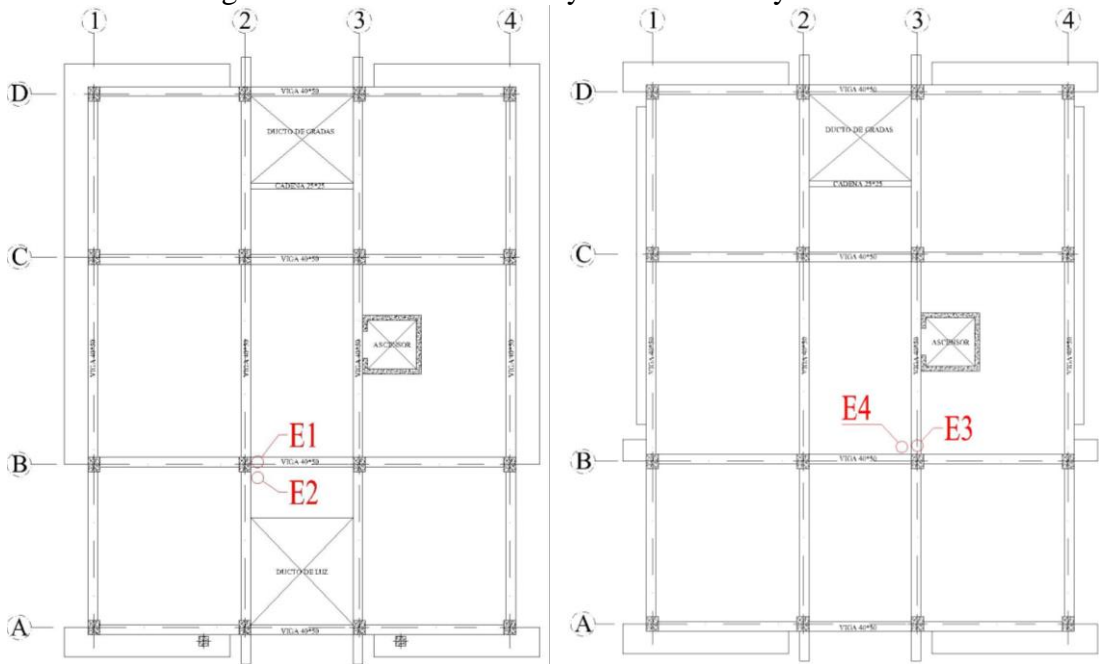
$$E- = 44 - 46.55$$

$$E- = 2.55$$

Los cálculos anteriores muestran que el error por encima y por debajo de la media son menores a 6 unidades, con lo cual se valida el ensayo y se determina el valor de la resistencia a la compresión para este punto.

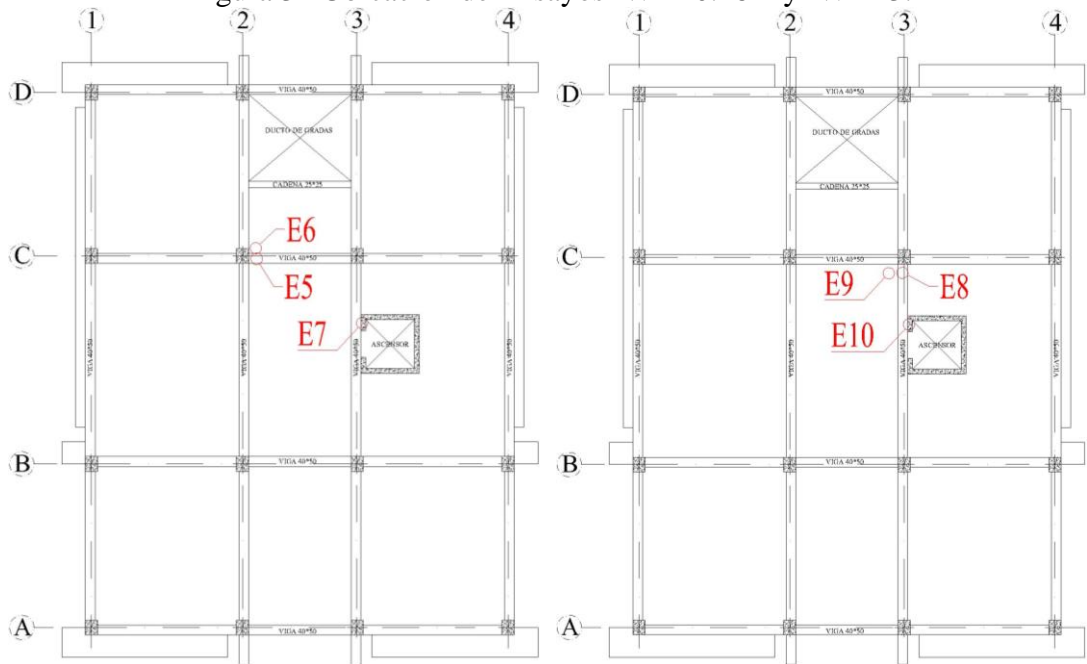
Cada ensayo fue realizado en las ubicaciones que indica la tabla anterior y las figuras siguientes:

Figura 30 Ubicación de Ensayos Nv +3.70m y Nv +6.94m



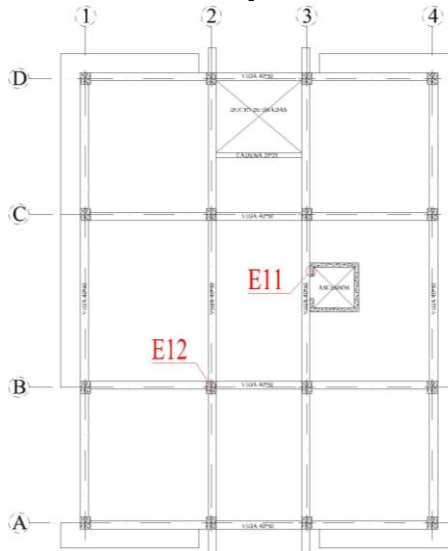
Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 31 Ubicación de Ensayos Nv +10.18m y Nv +13.42m



Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 32 Ubicación de Ensayos Nv +16.66m



Fuente: Jhofre W. Caiza

Mediante las medidas de posición y tendencia de la estadística se ha determinado un valor representativo para las lecturas realizadas.

2.3.3.2.1.1 Media Aritmética (\bar{X})

Esta medida de posición es la más conocida, más utilizada y más entendida por su estabilidad para el muestreo.

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n} \quad \text{Ec. 44}$$

$$\bar{X} = \frac{330 + 295 + 220 + 175 + 245 + 310 + 300 + 360 + 230 + 265 + 240 + 305}{12}$$

$$\bar{X} = 272.92 \text{ kg/cm}^2$$

2.3.3.2.1.2 Mediana (M_e)

Esta medida de tendencia central se define como el valor que supera a no más de la mitad de las lecturas, y a la vez es superado por no más de la mitad de las lecturas.

Para esta medida es necesario primero ordenar las lecturas de menor a mayor según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 19 Resultados del ensayo del martillo esclerométrico ordenado de menor a mayor

Ensayo	f'c (kg/cm2)
E4	175
E3	220
E9	230
E11	240
E5	245
E10	265
E2	295
E7	300
E12	305
E6	310
E1	330
E8	360

Fuente: Jhofre W. Caiza

De la tabla anterior, los valores centrales se promedian para obtener la Mediana.

$$M_e = \frac{x_{j-1} + x_j}{2} \quad \text{Ec. 45}$$

$$M_e = \frac{265 + 295}{2}$$

$$M_e = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Entre las dos medidas de tendencia anteriores para escoger un valor que servirá para este proyecto se debe analizar la naturaleza de la información; los datos de resistencia a la compresión presentados anteriormente exhiben variaciones amplias por lo que la media aritmética es muy susceptible a cambios cuando los valores de muestra sufren alteraciones considerables aun cuando esta sea la medida de tendencia más utilizada. Por otra parte, la mediana es una medida de tendencia que de cierta forma excluye a los valores extremos susceptibles a cambios. Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente se ha optado por el uso del valor de resistencia a la compresión de 280 kg/cm² para cálculos posteriores de este proyecto.

2.3.3.2 Acero de refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo es una parte de los datos que son muy necesarios para el desarrollo de este proyecto, en base a los planos estructurales se ha determinado que el tipo de acero utilizado para los elementos de hormigón armado que tiene una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm²

2.3.3.3 Propiedades de las secciones

Mediante las inspecciones de campo realizadas se ha podido verificar las dimensiones de las secciones estructurales que se describen en los planos estructurales, las cantidades de acero de cada sección se ha determinado en base a la documentación antes mencionada.

Columnas

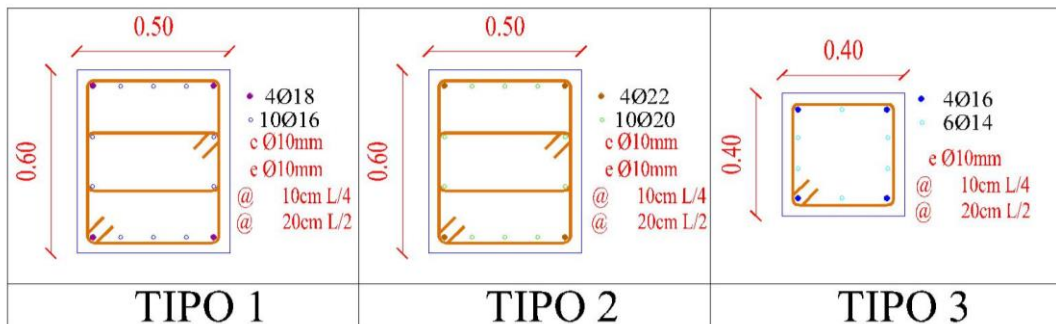
Tabla 20 Tipo de columnas con su armado estructural

ACERO DE REFFUERZO EN COLUMNAS							
Tipo de columna	Sección	Acero longitudinal			Acero Transversal		
		Esquinas	Eje lateral 2	Eje lateral 3	Estribos	Ramales eje 2	Ramales eje 3
1	50 cm * 60 cm	1Ø18 mm	2Ø16 mm	3Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm	4	2
2	50 cm * 60 cm	1Ø22 mm	2Ø20 mm	3Ø20 mm	Ø10 mm @ 10cm	4	2
3	40 cm * 40 cm	1Ø16 mm	1Ø14 mm	2Ø14 mm	Ø10 mm @ 10cm	2	2

Fuente: Jhofre W. Caiza

Las columnas tipo 1 y 2 corresponden al Bloque Principal y la columna tipo 3 corresponde al Bloque Secundario.

Figura 33 Tipos de columnas



Fuente: Jhofre W. Caiza

Vigas

Tabla 21 Tipo de vigas con su armado estructural

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS						
Tipo de viga	Sección	Acero longitudinal				Acero Transversal
		<i>i - superior</i>	<i>i - inferior</i>	<i>j - superior</i>	<i>j - inferior</i>	
1	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
2	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
3	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
4	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
5	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
6	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
7	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
8	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
9	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
10	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
11	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
12	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
13	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
14	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
15	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
16	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 4Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm

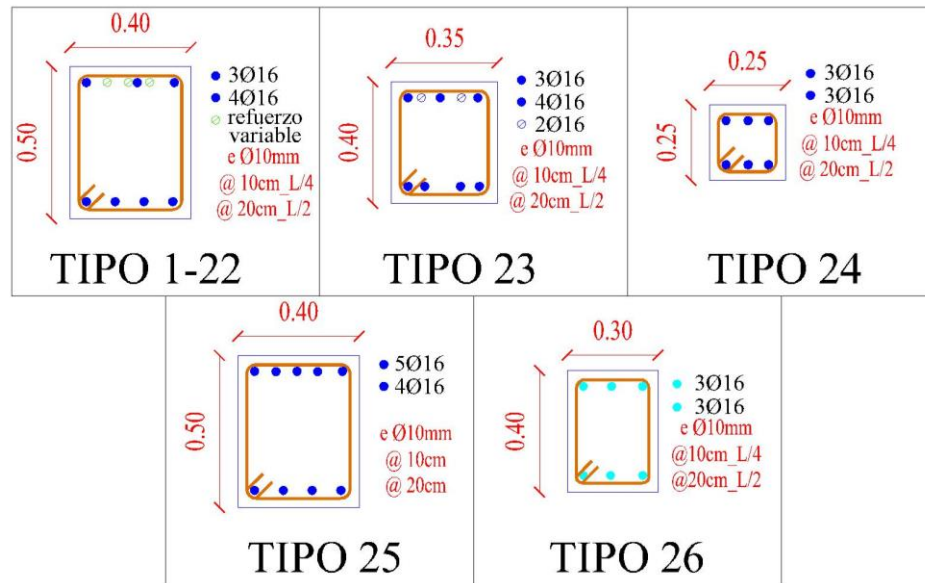
ACERO DE REFUERZO EN VIGAS						
<i>Tipo de viga</i>	<i>Sección</i>	<i>Acero longitudinal</i>				<i>Acero Transversal</i>
		<i>i - superior</i>	<i>i - inferior</i>	<i>j - superior</i>	<i>j - inferior</i>	
17	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 4Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
18	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 4Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
19	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 4Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 4Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
20	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø22 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
21	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 3Ø25 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø20 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
22	40 cm * 50 cm	3Ø16 mm & 2Ø16 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø16 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
23	35 cm * 40 cm	3Ø16 mm & 2Ø16 mm	4Ø16 mm	3Ø16 mm & 2Ø16 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
24	25 cm * 25 cm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
25	40 cm * 50 cm	5Ø16 mm	4Ø16 mm	5Ø16 mm	4Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm
26	30 cm * 40 cm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	3Ø16 mm	Ø10 mm @ 10cm

Fuente: Jhofre W. Caiza

Los tipos de viga de la tabla anterior corresponden al Bloque Principal excepto el tipo 26 que corresponde al Bloque Secundario.

De forma más generalizada, las vigas del tipo 1 al tipo 22 comparten las mismas dimensiones y configuración de armado, con la variación del acero de refuerzo que va desde **2Ø16 mm** a **4Ø25 mm**; los demás tipos de viga tienen sus propias dimensiones y configuración de armado, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 34 Tipos de vigas



Fuente: Jhofre W. Caiza

Muros

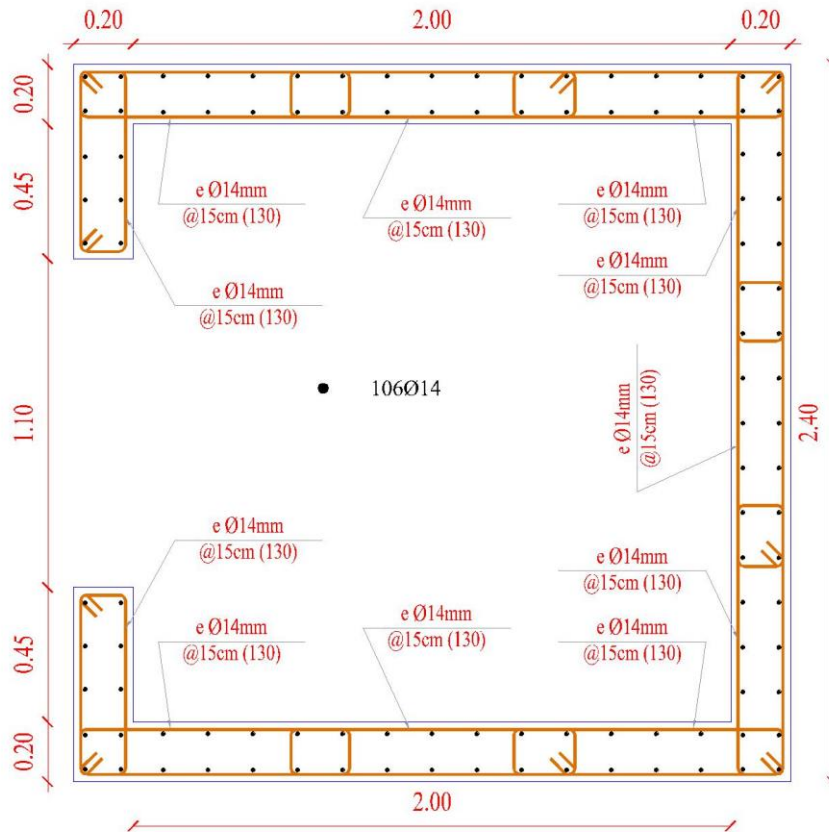
Tabla 22 Tipo de muros con su armado estructural

ACERO DE REFUERZO EN MUROS DE ASCENSOR				
Tipo de muro	Espesor	Acero longitudinal		Acero Transversal
		cara interior	cara exterior	Estribos
1	20 cm	1Ø14 mm @ 15cm	1Ø14 mm @ 15cm	Ø14 mm @ 15cm

Fuente: Jhofre W. Caiza

El ducto del Ascensor es compuesto por muros de espesor de 20cm con armadura longitudinal de 14mm con espaciado de 15cm tanto en la cara interior y exterior además se encuentra confinado mediante estribos de 14 mm a cada 15cm como se muestra en la siguiente figura:

Figura 35 Armado tipo Muro de Ascensor

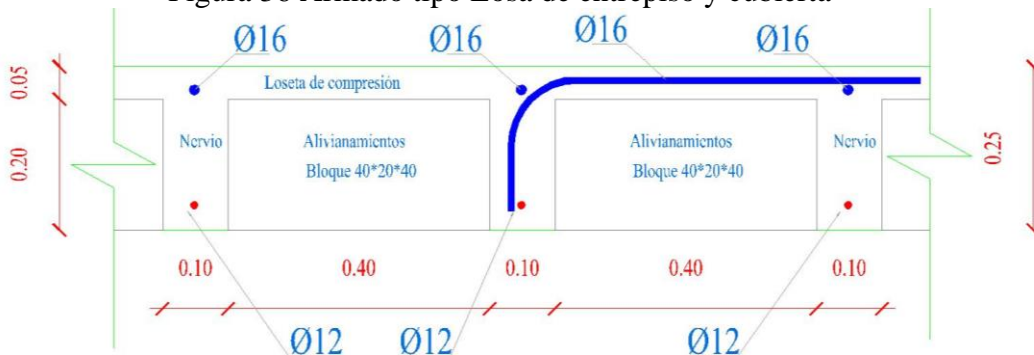


Fuente: Jhofre W. Caiza

Losas

Para el proyecto existen 3 tipo de losas, para los entrepisos corresponde una losa alivianada de 25 cm, la losa sobre el ducto del ascensor corresponde a una losa maciza de 20 cm y para el modelado de la grada se estima una losa maciza equivalente de 25 cm.

Figura 36 Armado tipo Losa de entrepiso y cubierta



Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3.3.4 Cargas Gravitacionales

a) Carga muerta

La carga muerta se ha determinado como el peso propio de la estructura tomando en cuenta todos aquellos elementos (estructurales y no estructurales) que se encuentran de forma permanente en el edificio. Todas las cargas que se van a ingresar en el programa se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 23 Asignaciones de Adicional de Carga Muerta - Bloque Principal

ADICIONAL DE CARGA MUERTA						
Piso	ACM losa (kg/m ²)	ACM paredes completas sobre vigas (kg/m)	ACM paredes cortas + vidrio sobre vigas (kg/m)	ACM paredes cortas sobre vigas (kg/m)	ACM paredes cortas sobre losa en voladizo (kg/m ²)	ACM paredes completas sobre losa en voladizo (kg/m ²)
1	160.62	670.57	226.65	217.54	745.07
2	160.62	670.57	226.65	489.47	745.07
3	160.62	670.57	226.65	489.47	745.07
4	160.62	670.57	226.65	489.47	745.07
5	133.09	670.57	226.65	195.79	217.54	745.07
6	133.09

Fuente: Jhofre W. Caiza

Para el Bloque Principal se tomaron las siguientes consideraciones para cada caso de ACM:

- **ACM losa**= alivianamientos (12kg cada bloque), masillado superior (e=1.5cm, $\gamma=2039.44\text{kg/m}^3$), acabado superior (e=1.5cm, $\gamma=1035.49\text{kg/m}^3$) y acabado inferior (6.5kg/m²). Para las losas del piso 5 y 6 se suprime el acabado superior.
- **ACM paredes completas sobre vigas**= h pared=2.74m, e=15cm, $\gamma=1631.55\text{kg/m}^3$.
- **ACM paredes cortas + vidrio sobre vigas**= h pared=0.80m, e pared=15cm, $\gamma_{\text{pared}}=1631.55\text{kg/m}^3$, h vidrio=1.94m, e vidrio=6mm, $\gamma_{\text{vidrio}}=2651.27\text{kg/m}^3$
- **ACM paredes cortas sobre vigas**= h pared=0.80m, e=15cm, $\gamma=1631.55\text{kg/m}^3$.
- **ACM paredes cortas sobre losa en voladizo**= h pared=0.80m, e=15cm, $\gamma=1631.55\text{kg/m}^3$, ancho volado 1=0.90m, ancho volado 2=0.40m

- **ACM paredes completas sobre losa en voladizo**= h pared=2.74m, e=15cm, $\gamma=1631.55\text{kg/m}^3$, ancho volado=0.90m.

Tabla 24 Asignaciones de Adicional de Carga Muerta - Bloque Secundario

ADICIONAL DE CARGA MUERTA		
Piso	ACM losa (kg/m ²)	ACM paredes cortas sobre vigas (kg/m)
AUX	133.09	195.79

Fuente: Jhofre W. Caiza

Para el Bloque Secundario se tomaron las siguientes consideraciones para cada caso de ACM:

- **ACM losa**= alivianamientos (12kg cada bloque), masillado superior (e=1.5cm, $\gamma=2039.44\text{kg/m}^3$) y acabado inferior (6.5kg/m²).
- **ACM paredes cortas sobre vigas**= h pared=0.80m, e=15cm, $\gamma=1631.55\text{kg/m}^3$.

b) Carga Viva

Este tipo de carga se ha determinado en base a Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente en el capítulo NEC-SE-CG y el tipo de ocupación según los planos arquitectónicos.

Tabla 25 Asignaciones de Carga Viva - Bloque Principal

CARGA VIVA			
Piso	Ocupación	Carga (kN/m ²)	Carga (kg/m ²)
1	Aulas	2	203.94
	Pasillo	4.8	489.46
	Gradas	4.8	489.46
2	Aulas	2	203.94
	Pasillo	4	407.88
	Oficinas	2.4	244.73
	Gradas	4.8	489.46
3	Aulas	2	203.94
	Pasillo	4	407.88
	Oficinas	2.4	244.73
	Bodega	6	611.82
	Gradas	4.8	489.46
4	Aulas	2	203.94

CARGA VIVA			
Piso	Ocupación	Carga (kN/m2)	Carga (kg/m2)
	Pasillo	4	407.88
	Oficinas	2.4	244.73
	Gradas	4.8	489.46
5	Losa accesible	2	203.94
	Pasillo	4	407.88
	Cafetería	4.8	489.46
	Gradas	4.8	489.46
6	Losa inaccesible	0.7	71.38

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 26 Asignaciones de Carga Viva - Bloque Secundario

CARGA VIVA			
Piso	Ocupación	Carga (kN/m2)	Carga (kg/m2)
AUX	Losa inaccesible	0.7	71.38

Fuente: Jhofre W. Caiza

Las cargas producidas por el ascensor se describen como los efectos de reacción que producen los equipos y los ocupantes con una carga de 1.6 ton/m² aplicada sobre la losa del ducto destinado para este fin.

2.3.3.5 Carga Sísmica

La carga sísmica para el proyecto se ha determinado en base a las configuraciones estructurales que presenta el edificio, propiedades del suelo según el estudio de suelos de los anexos, ubicación de la estructura y tipo de ocupación. El edificio del Centro de Idiomas al ser de tipo especial según la NEC-SE-DS por lo que para el análisis es necesario emplear diferentes niveles de peligro sísmico para evaluar el desempeño de la estructura. Para el espectro con un Tr de 475 años se hace uso del mapa de zonificación sísmica mientras que para el espectro con un Tr de 2500 años es necesario hacer uso de las curvas de peligro sísmico específicas para esta ciudad. Además de los espectros obtenidos a partir de la norma ecuatoriana también se utilizará el espectro determinista obtenido del estudio de peligro sísmico determinista realizado por la alumna de pregrado Karina Freire de la Universidad Técnica de Ambato en 2018; su respectivo cuadro de ordenadas y abscisas del espectro se encuentran en el capítulo 1.

Tabla 27 Parámetros para espectros de carga sísmica $T_r= 475$ años y $T_r= 2500$ años

<i>ESPECTRO NEC-SE-DS-2015</i>			
UBICACIÓN	AMBATO	AMBATO	Numeral
SUELO	D	D	
Parámetro	Valor	Valor	
Periodo de retorno T_r (años)	475	2500	4.3.2.
Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)	0.00211	0.00040	4.3.2.
Probabilidad de excedencia en 50 años	10%	2%	4.3.2.
Z (%g)=	0.4	0.65	3.1.1.
η =	2.48	2.38	3.3.1.
Fa=	1.2	1.2	3.2.2.-a
Fd=	1.19	1.19	3.2.2.-b
Fs=	1.28	1.28	3.2.2.-c
r	1	1	3.3.1.
To (seg)=	0.127	0.127	3.3.1.
Tc (seg)=	0.698	0.698	3.3.1.

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 28 Espectros con $T_r= 475$ años, $T_r= 2500$ años y Espectro Determinista

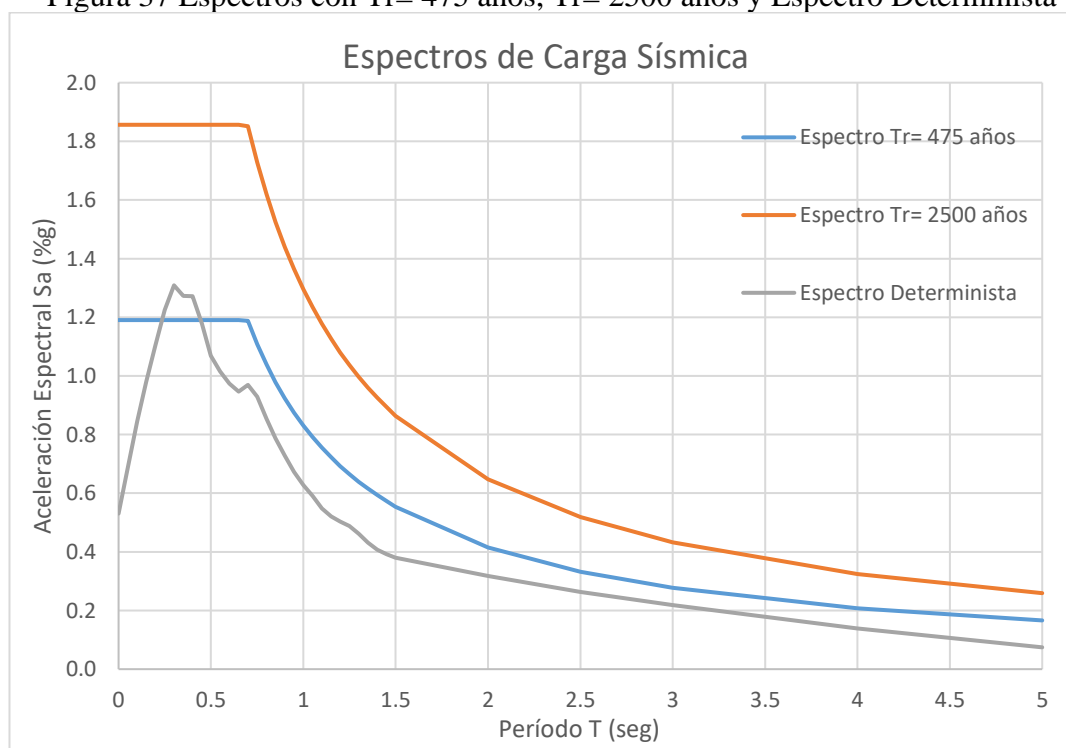
Tr= 475 años		Tr= 2500 años		Determinista	
T (s)	Sa (%g)	T (s)	Sa (%g)	T (s)	Sa (%g)
0	1.1904	0	1.8564	0	0.5304
0.05	1.1904	0.05	1.8564	0.05	0.6885
0.1	1.1904	0.1	1.8564	0.1	0.8452
0.15	1.1904	0.15	1.8564	0.15	0.9793
0.2	1.1904	0.2	1.8564	0.2	1.1047
0.25	1.1904	0.25	1.8564	0.25	1.2248
0.3	1.1904	0.3	1.8564	0.3	1.3089
0.35	1.1904	0.35	1.8564	0.35	1.2728
0.4	1.1904	0.4	1.8564	0.4	1.2721
0.45	1.1904	0.45	1.8564	0.45	1.1794
0.5	1.1904	0.5	1.8564	0.5	1.0687
0.55	1.1904	0.55	1.8564	0.55	1.0148
0.6	1.1904	0.6	1.8564	0.6	0.9737
0.65	1.1904	0.65	1.8564	0.65	0.9468
0.7	1.1872	0.7	1.8514	0.7	0.9694
0.75	1.1081	0.75	1.7280	0.75	0.9293
0.8	1.0388	0.8	1.6200	0.8	0.8542
0.85	0.9777	0.85	1.5247	0.85	0.7872
0.9	0.9234	0.9	1.4400	0.9	0.7283
0.95	0.8748	0.95	1.3642	0.95	0.6723
1	0.8311	1	1.2960	1	0.6275
1.05	0.7915	1.05	1.2343	1.05	0.5904
1.1	0.7555	1.1	1.1782	1.1	0.5484
1.15	0.7227	1.15	1.1270	1.15	0.5209

Tr= 475 años		Tr= 2500 años		Determinista	
T (s)	Sa (%g)	T (s)	Sa (%g)	T (s)	Sa (%g)
1.2	0.6925	1.2	1.0800	1.2	0.5034
1.25	0.6648	1.25	1.0368	1.25	0.4882
1.3	0.6393	1.3	0.9969	1.3	0.4623
1.35	0.6156	1.35	0.9600	1.35	0.4317
1.4	0.5936	1.4	0.9257	1.4	0.4075
1.45	0.5731	1.45	0.8938	1.45	0.3919
1.5	0.5540	1.5	0.8640	1.5	0.3804
2	0.4155	2	0.6480	2	0.3179
2.5	0.3324	2.5	0.5184	2.5	0.263
3	0.2770	3	0.4320	3	0.2183
4	0.2078	4	0.3240	4	0.1392
5	0.1662	5	0.2592	5	0.0744

Fuente: Jhofre W. Caiza

En el siguiente gráfico se muestran los espectros de la tabla anterior.

Figura 37 Espectros con Tr= 475 años, Tr= 2500 años y Espectro Determinista



Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3.4 Procedimiento de las Metodologías Cualitativas

2.3.4.1 Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154

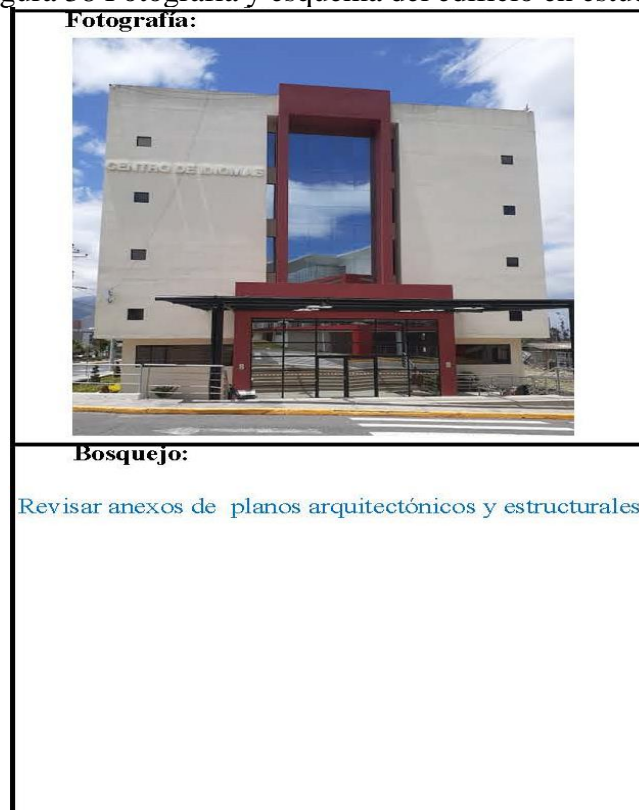
De acuerdo a lo presentado en el capítulo 1 es posible estimar la vulnerabilidad sísmica de acuerdo a la tercera edición de la normativa FEMA P-154, para esto se ha tomado los formularios de evaluación correspondientes a la zona de ALTA SISMICIDAD que

coincide con el mapa de zonificación sísmica de la NEC 15 y la ubicación de la estructura.

Nivel 1

- a) **Fotografía y esquema.** - La evaluación inicia con la ubicación de una fotografía del edificio y el dibujo del esquema de la estructura (el esquema se ha omitido ya que se presentan los planos arquitectónicos y estructurales en los anexos).

Figura 38 Fotografía y esquema del edificio en estudio



Fuente: Jhofre W. Caiza

- b) **Información de identificación del edificio.** - La evaluación continua con la incorporación de información del edificio como: dirección, nombre del edificio, ubicación, aceleración para periodos de 0.2 y 1.0 segundos (aunque estos parámetros respondan a normativa americana es posible obtenerlos con las curvas de peligro sísmico de la zona), inspector, número de pisos, año de construcción, año del código de construcción, ocupación, tipo de suelo, riesgos, irregularidades, peligros exteriores y comentarios.

Figura 39 Información del edificio en estudio

Dirección: Av. Los Chasquis y Río Pavamino	
Código postal: 180207	
Otra identificación: UTA-Centro de Idiomas- Campus Huachi Chico	
Nombre del Edificio: CENTRO DE IDIOMAS	
Uso: Edificio Educativo	
Latitud: -1.2677	Longitud: -78.6237
Ss: 0.95 g	SI: 0.37 g
Inspector: Jhofre W. Caiza	Fecha: 07/10/2020
# de pisos: 6	Niveles sup.: 6
Niveles inf.: 0	Año de construcción: 2011
Área total del suelo (m2): 465	Año del código: ACI 318-08
Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna	<input checked="" type="checkbox"/> Si, año de construcción: 2018
Ocupación:	
Asamblea	Comercial
Industrial	Oficinas
Utilidad	Almacén
	Servicios de emergencia
	Educación
	Residencial, # unidades
	Histórico
	Albergue
	Gobierno
Tipo de suelo:	
<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B
<input type="checkbox"/> C	<input checked="" type="checkbox"/> D
<input type="checkbox"/> E	<input type="checkbox"/> F
<input type="checkbox"/> DNK	<input type="checkbox"/>
Roca	Roca
Suelo	Suelo
Suelo	Suelo
Suelo	Suelo
Si no sabe,	Si no sabe,
dura	debil
denso	duro
blando	pobre
asumir D	
Riesgos geológicos: Licuefacción: si / no / dnk	
Deslizamiento: si / no / dnk	
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpes	
<input type="checkbox"/> Peligro de caída del edificio adyacente	
Irregularidades: <input type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad)	
Irregularidad Geométrica y columna corta	
<input type="checkbox"/> Planta (tipo)	
Peligros <input type="checkbox"/> chimeneas sin refuerzos	
<input type="checkbox"/> revestimiento pesado o	
exteriores <input type="checkbox"/> parapeto	
chapa pesada	
de caídas <input type="checkbox"/> otros: _____	
<input type="checkbox"/> apéndices	
Comentarios:	

Fuente: Jhofre W. Caiza

- c) **Identificación del tipo de edificio, puntaje básico, modificadores y puntaje final.** – A continuación, se procede a identificar el tipo de edificio FEMA según la metodología descrita en el capítulo 1, el cual responde a C1 (pórticos de hormigón armado resistentes a momento), luego se establece los modificadores los cuales responden a irregularidad vertical moderada (por la presencia de irregularidad geométrica en elevación y efectos de columna corta en ciertas partes de la estructura) y post referencia (según los planos estructurales obtenidos indican que la estructura fue diseñada de acuerdo al código ACI 318 del 2008) y finalmente mediante una suma algebraica se obtiene el puntaje final del Nivel 1 de la evaluación.

Figura 40 Modificadores de puntaje del edificio en estudio

Puntaje Básico, modificadores y puntaje final Nivel 1, SL1																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
					MRF	BR	LM	RC	URM	MRF	SW	URM	TU		FD	RD		
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 Vertical 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 Vertical Moderada		-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	-2.0	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 Nivel 1, SL1 ≥ Smin										2.9								

Fuente: Jhofre W. Caiza

- d) **Extensión de la evaluación, otros riesgos, acción requerida y verificación de evaluación de Nivel 2.** – En el final del formulario indican cuadros de verificación de la extensión de la evaluación tomando en cuenta parámetros como el interior, exterior, planos, fuentes de peligro; de forma similar otro cuadro nos permite indicar otro posible riesgo que puede afectar a la estructura; en el cuadro de acción requerida permite establecer si amerita o no hacer una evaluación más detallada del edificio y finalmente se muestra un espacio para plasmar el resultado final de la evaluación en función del formulario de Nivel 2.

Figura 41 Información complementaria del edificio en estudio

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> parcial <input checked="" type="checkbox"/> todos los lados <input type="checkbox"/> aéreo Interior: <input type="checkbox"/> ninguna <input checked="" type="checkbox"/> visible <input type="checkbox"/> completo Revisión de planos: <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> no Fuente del tipo de suelo: Tipo D Fuente del peligro geológico: _____ Persona de contacto: _____		OTROS RIESGOS: ¿hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> potencial de golpeteo (a menos que $SL_2 > \text{corte}$, si se conoce) <input type="checkbox"/> riesgo de caída de un edificio adyacente más alto <input type="checkbox"/> riesgo geológico o suelo tipo F <input type="checkbox"/> daño/deterioro significativo del sistema estructural	ACCIÓN REQUERIDA ¿Evaluación detallada estructural requerida? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificio desconocido de FEMA u otro edificio <input type="checkbox"/> Si, el resultado es menor que el de corte <input checked="" type="checkbox"/> Si, presenta otros peligros <input type="checkbox"/> No ¿Evaluación detallada no estructural recomendada? <input type="checkbox"/> Si, los peligros no estructurales identificados deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales, pueden requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no hay peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK
¿INSPECCIÓN DE NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Si, puntuación final Nivel 2, SL2: 2.4 <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		Cuando la información no pueda ser verificada se debe tener en cuenta: EST: estimado o poco fiable o DNK: no se sabe	
Leyenda: MRF marco resistente a momentc RC concreto reforzado URM INF mampostería de relleno no reforzada BR marco ariestrado SW muro de corte TU prefabricado MH casa manufacturada LM metal liviano FD diagrama flexible RD diafragma rígido			

Fuente: Jhofre W. Caiza

Nivel 2

Con el fin de obtener una evaluación más detallada se ha procedido hacer la evaluación de Nivel 2

- a) **Identificación del edificio y puntaje base ajustado.** – Este segundo Nivel de evaluación inicia con la ubicando información de forma similar al Nivel 1 y el ajuste del puntaje básico en función de las irregularidades en planta y elevación.

Figura 42 Puntuación base ajustado del edificio en estudio

Detección visual rápida de edificios para posibles peligros sísmicos		Nivel 2 (Opcional)	
Formulario de recopilación de datos P-154 de FEMA		ALTA SISMICIDAD	
Nombre del edificio: CENTRO DE IDIOMAS	Puntaje final Nivel 1:	2.9	(no considerar S _{min})
Inspector: Jhofre W. Caiza	Modificadores de Irregularidad Nivel 1	Irregularidad Vertical, VL1: -0.5	Irregularidad en Planta, PL1: 0.0
Fecha: 07/10/2020	Puntaje Básico Ajustado: S'=(SL1-VL1-PL1)	3.4	

Fuente: Jhofre W. Caiza

- b) **Modificadores Estructurales y puntaje final Nivel 2.** - A continuación, se ubica los modificadores estructurales que presenta el edificio en función de las irregularidades y demás parámetros que indica el formulario; al final del apartado se calcula el puntaje final del Nivel 2 que resulta ser el puntaje final de la evaluación y se transfiere ese puntaje al formulario de Nivel 1.

Figura 43 Modificadores de puntaje Nivel 2 del edificio en estudio

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AÑADIR A LA PUNTUACIÓN BASE AJUSTADA				
Tema	Declaración (Si la declaración es verdad, encierre el modificador en un círculo el "sí", sino tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL1:	Sitio inclinado	Edificio W1: Hay al menos un cambio de nivel de piso completo de un lado del edificio al otro.	-1.2	VL2= -1.0 Lim max=-1.2
		Edificio que no es W1: Hay al menos un cambio de nivel de piso completo de un lado del edificio al otro.	-0.3	
		Edificio W1 con pared baja: una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo.	-0.6	
	Piso débil y / o blando (marque con un círculo como máximo)	Casa W1 sobre garaje: debajo de un piso ocupado, hay una abertura de garaje sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados arriba, use 40cm de pared como Frente abierto del edificio W1A: Hay aberturas en la planta baja (como para el estacionamiento) en al menos el 50% de la longitud del edificio.	-1.2	
		Edificio que no es W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menos del 50% de la del piso superior o la altura de cualquier piso es más de 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio que no es W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es entre el 50% y el 75% del piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Caídas	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están fuera de borda de los del piso inferior, lo que hace que el diafragma se mueva en voladizo en el desvío.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en los pisos superiores están hacia el interior de los pisos inferiores.	-0.5	
		Hay un desplazamiento en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0.3	
	Columna/ pilar corta	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema lateral tienen relaciones de altura / profundidad inferiores al 50% de la relación nominal de altura / profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho del pilar) es menos de la mitad de la profundidad de la enjuta, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
		De 2 niveles	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del piso o en el techo.	
Irregularidad en Planta, PL1:	Otra irregularidad	Existe otra irregularidad vertical severa observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0	
		Existe otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5	
	Irregularidad torsional: el sistema lateral no parece estar relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad del frente abierto W1A enumerada anteriormente).	-0.7		
	Sistema no paralelo: hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
Redundancia	Esquina reentrada: ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión general del plan en esa dirección.	-0.4	PL2= 0.0 Lim max=-1.2	
	Abertura del diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho superior al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Desplazamiento fuera del plano del edificio C1, C2: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0.4		
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad observable en el plano que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7		
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más corto y la estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente dentro de 60cm. (Limita los modificadores de golpes totales a -1,2)	-1.0	
	Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.	-1.0		
Edificio S2	La geometría del arriostramiento en "K" es visible.	-0.5	M= 0.0	
Edificio C1	La placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-1.0		
Edificio PC1/RM1	Hay ataduras de techo a pared que son visibles o conocidas a partir de dibujos que no se basan en la flexión transversal. (No combinar con modificadores posteriores a la evaluación comparativa o de modificación).	-0.4		
Edificio PC1/RM1	El edificio tiene paredes interiores de altura completa estrechamente espaciadas (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).	0.3		
URM	Hay muros a dos aguas. Gabletes.	-0.4		
MH	Hay un sistema de arriostramiento sísmico suplementario provisto entre el carro y el suelo.	1.2		
Modernización	La modernización sísmica integral es visible o conocida por los dibujos.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2*PL2+M)≥ S _{min} :		2.4	(Transferir al formulario de Nivel 1)	
Existe daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> SI <input checked="" type="checkbox"/> NO				
En caso afirmativo, describa la condición en la caja de comentarios a continuación e indique en el formulario de Nivel 1 que se requiere una evaluación detallada independientemente del puntaje del edificio.				

Fuente: Jhofre W. Caiza

- c) **Peligros no estructurales.** – Finalmente se realiza una lista de verificación de peligros no estructurales observables en el exterior e interior del edificio, en base a la verificación realizada se establece la necesidad de realizar una evaluación no estructural más detallada, lo cual para este edificio no procede.

Figura 44 Peligros no estructurales del edificio en estudio

PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Declaración (marque "Sí" o "No")	Sí	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto de mampostería sin refuerzos o una chimenea de mampostería no reforzada.		X	
	Hay un revestimiento pesado o una chapa pesada.		X	
	Hay una cubierta pesada sobre las puertas de salida o los pasillos peatonales que parece no tener el apoyo adecuado.		X	
	Hay un apéndice de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o los pasillos peatonales.		X	
	Hay un letrero en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con un muro URM sin anclaje o un parapeto o chimenea URM sin refuerzo.		X	
Interior	Otro peligro de caída no estructural observado en el exterior:		X	
	Hay tabiques huecos de ladrillos o baldosas de arcilla en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural observado en interiores:		X	
Desempeño sísmico no estructural Estimado (marque el cuadro apropiado y transfiera a las conclusiones del formulario de nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales potenciales con amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes ----> Evaluación detallada no estructural recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes---->Pero no requiere evaluación detallada no estructural.				
<input checked="" type="checkbox"/> Bajo o ningún peligro no estructural con amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes-->Evaluación detallada no estructural no requerida.				


Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3.4.2 Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15)

Según lo establecido en el capítulo 1 se procede a realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica de acuerdo a Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 la cual está basada en la segunda edición de FEMA P-154.

- a) **Datos de la edificación, datos del profesional, fotografía y bosquejo.** – La evaluación inicia con el ingreso de información referente al edificio como: dirección, nombre del edificio, referencias, uso, año de construcción y remodelación, número de pisos y otros; también se solicita información del profesional que realiza la evaluación como: nombre, cédula de identidad y registro del SENESCYT; e igual que la anterior evaluación se requiere una fotografía y esquemas de la estructura.

Figura 45 Datos del edificio en estudio, profesional responsable y fotografía

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES		
Revisar anexos de planos arquitectónicos y estructurales	DATOS DE LA EDIFICACIÓN	
	Dirección: Av. Los Chasquis y Río Payamino	
	Nombre de la edificación: CENTRO DE IDIOMAS	
	Síto de referencia: UTA-Centro de Idiomas- Campus Huachi Chico	
	Tipo de uso: Educación	Fecha de evaluación: 07/10/2020
	Año de construcción: 2011	Año de remodelación: 2018
	Area construida (m2): 465	Número de pisos: 6
	DATOS DEL PROFESIONAL	
	Nombre del evaluador: Jhofre W. Caiza	
	C.I. 0504365800	
Registro SENESCYT		
		

Fuente: Jhofre W. Caiza

- b) **Tipología estructural.** – Consecutivamente de debe establecer tipo de estructura al cual corresponde el edificio, para este proyecto la tipología adoptada es pórtico de hormigón armado (C1).

Figura 46 Tipología del edificio en estudio

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

Fuente: Jhofre W. Caiza

- c) **Puntaje básico, modificadores y puntaje final.** – Una vez establecido la tipología se asigna un puntaje básico y se suma los puntajes de los modificadores de altura de la edificación, irregularidad, código de construcción y tipo de suelo.

Figura 47 Puntaje y modificadores del edificio en estudio

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	UR	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 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S					2.2								
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere				Firma responsable de evaluación								
2.0>S>2.5	Media vulnerabilidad			x									
S>2.5	Baja vulnerabilidad												

Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3.4.3 Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)

Esta metodología resulta ser mucho más sencilla que las anteriores evaluaciones rápidas pues fue planteada por la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos como una forma rápida y sencilla de determinar la vulnerabilidad de una estructura ante distintos tipos de amenazas, sin embargo, en este proyecto se enfoca en la vulnerabilidad física.

- a) **Variables de vulnerabilidad.** – La evaluación inicia con la verificación de variables relacionadas con la estructura, su construcción, topografía, implantación y tipo de suelo. A continuación, se muestra la lista de verificación:

Tabla 29 Variables de vulnerabilidad del edificio en estudio

Variable de vulnerabilidad	Predio analizado
Sistema estructural	Hormigón armado
Tipo de material en paredes	Pared de ladrillo
Tipo de cubierta	Losa de hormigón armado
Sistema de entrepisos	Losa de hormigón armado
Número de pisos	6 pisos
Año de construcción	2011
Estado de conservación	Bueno
Características del suelo bajo la edificación	Firme, seco

Topografía del sitio	A nivel, terreno plano
Forma de la construcción	Regular
Superficie de construcción	465 m ²
Identificación	CENTRO DE IDIOMAS
Evaluación de completitud	
Datos totales posibles	12 variables de vulnerabilidad
Datos totales obtenidos del predio	12 de 12
Completitud	100%
Ingresa al estudio (completitud mayor al 90%)	Si

Fuente: Jhofre W. Caiza

- b) *Factores de amenaza sísmica y factores de ponderación y nivel de vulnerabilidad sísmica.* – De acuerdo a la información de catastro recolectada en la anterior tabla corresponden factores de amenaza sísmica y sus correspondientes factores de ponderación, con lo que se completa la evaluación ante amenaza sísmica.

Tabla 30 Factores de amenaza sísmica y factores de ponderación del edificio en estudio

Variable de vulnerabilidad	Información del catastro	Amenaza sísmica	Factor de ponderación
<i>Sistema estructural</i>	Mixta metálica/hormigón	1	1.2
<i>Tipo de material en paredes</i>	Pared de ladrillo	1	1.2
<i>Tipo de cubierta</i>	Losa de hormigón armado	0	1
<i>Sistema de entrepisos</i>	Losas de hormigón armado	0	1
<i>Número de pisos</i>	5 pisos o más	1	0.8
<i>Año de construcción</i>	Entre 1991 y 2016	0	1
<i>Estado de conservación</i>	Bueno	0	1
<i>Características del suelo bajo la edificación</i>	Firme, seco	0	0.8
<i>Topografía del sitio</i>	A nivel, terreno plano	0	0.8
<i>Forma de la construcción</i>	Regular	0	1.2
Nivel de vulnerabilidad física estructural del predio ante amenaza sísmica			

Fuente: Jhofre W. Caiza

2.3.5 Procedimiento de la Metodología Cuantitativa

2.3.5.1 Análisis Dinámico Espectral

El ingreso de datos al programa ETABS para este tipo de análisis se basa en la información antes recolectada con las respectivas especificaciones para cada bloque.

2.3.5.1.1 Definición de materiales

a) Hormigón

Figura 48 Definición del Hormigón

The image displays two overlapping dialog boxes from the ETABS software interface. The primary dialog, titled 'Material Property Data', is used for defining the material's physical and mechanical properties. It includes sections for 'General Data' (Material Name: f'c=280 kg/cm2, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic), 'Material Weight and Mass' (Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴), 'Mechanical Property Data' (Modulus of Elasticity, E: 2192049.27 tonf/m², Poisson's Ratio, U: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 913353.86 tonf/m²), 'Design Property Data' (with a button to 'Modify/Show Material Property Design Data...'), 'Advanced Material Property Data' (with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'), and 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' (with radio buttons for 'Program Default' and 'User Specified').

The secondary dialog, titled 'Material Property Design Data', is used for defining design-specific parameters. It includes 'Material Name and Type' (Material Name: f'c=280 kg/cm2, Material Type: Concrete, Isotropic, Grade: empty) and 'Design Properties for Concrete Materials' (Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2800 tonf/m², with checkboxes for 'Lightweight Concrete' and 'Shear Strength Reduction Factor').

Fuente: Etabs

b) Acero de refuerzo

Figura 49 Definición del Acero de refuerzo

The image shows two overlapping windows from a software application. The main window is titled "Material Property Data" and contains several sections:

- General Data:** Material Name (fy= 4200 kg/cm2), Material Type (Rebar), Directional Symmetry Type (Uniaxial), Material Display Color (blue), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Fields for Weight per Unit Volume (7.85 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.800477 tonf-s²/m⁴).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (20389019.16 tonf/m²) and Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C).
- Design Property Data:** A button labeled "Modify/Show Material Property Design Data...".
- Advanced Material Property Data:** Buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties...".

The second window, titled "Material Property Design Data", shows:

- Material Name and Type:** Material Name (fy= 4200 kg/cm2), Material Type (Rebar, Uniaxial), and Grade (Grade 60).
- Design Properties for Rebar Materials:** Minimum Yield Strength, Fy (42184.18 tonf/m²); Minimum Tensile Strength, Fu (63276.27 tonf/m²); Expected Yield Strength, Fye (46402.6 tonf/m²); and Expected Tensile Strength, Fue (69603.89 tonf/m²).

Fuente: Etabs

c) Acero Estructural

Figura 50 Definición del Acero estructural A36

The image shows two overlapping windows from a software application. The main window is titled "Material Property Data" and contains several sections:

- General Data:** Material Name (A36), Material Type (Steel), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (yellow), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Fields for Weight per Unit Volume (7.849 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.80038 tonf-s²/m⁴).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (20389019.16 tonf/m²); Poisson's Ratio, U (0.3); Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C); and Shear Modulus, G (7841930.45 tonf/m²).
- Design Property Data:** A button labeled "Modify/Show Material Property Design Data...".
- Advanced Material Property Data:** Buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties...".

The second window, titled "Material Property Design Data", shows:

- Material Name and Type:** Material Name (A36), Material Type (Steel, Isotropic), and Grade (Grade 36).
- Design Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (25310.51 tonf/m²); Minimum Tensile Strength, Fu (40778.04 tonf/m²); Expected Yield Stress, Fye (37965.76 tonf/m²); and Effective Tensile Strength, Fue (44855.84 tonf/m²).

Fuente: Etabs

2.3.5.1.2 Definición de secciones

a) Columnas

Figura 51 Definición de columna

The figure displays three software dialog boxes used for defining column properties in a structural analysis software.

Frame Section Property Data: This dialog box is used to define the general properties of the column section. It includes fields for Property Name (COL-1.50'60), Material (F_y=280 kg/cm²), National Size Data, Display Color, and Notes. The Shape is set to Concrete Rectangular. Section Dimensions are defined as Depth: 0.5 m and Width: 0.6 m. A diagram shows the cross-section with axes 2 and 3. Property Modifiers and Reinforcement options are also available.

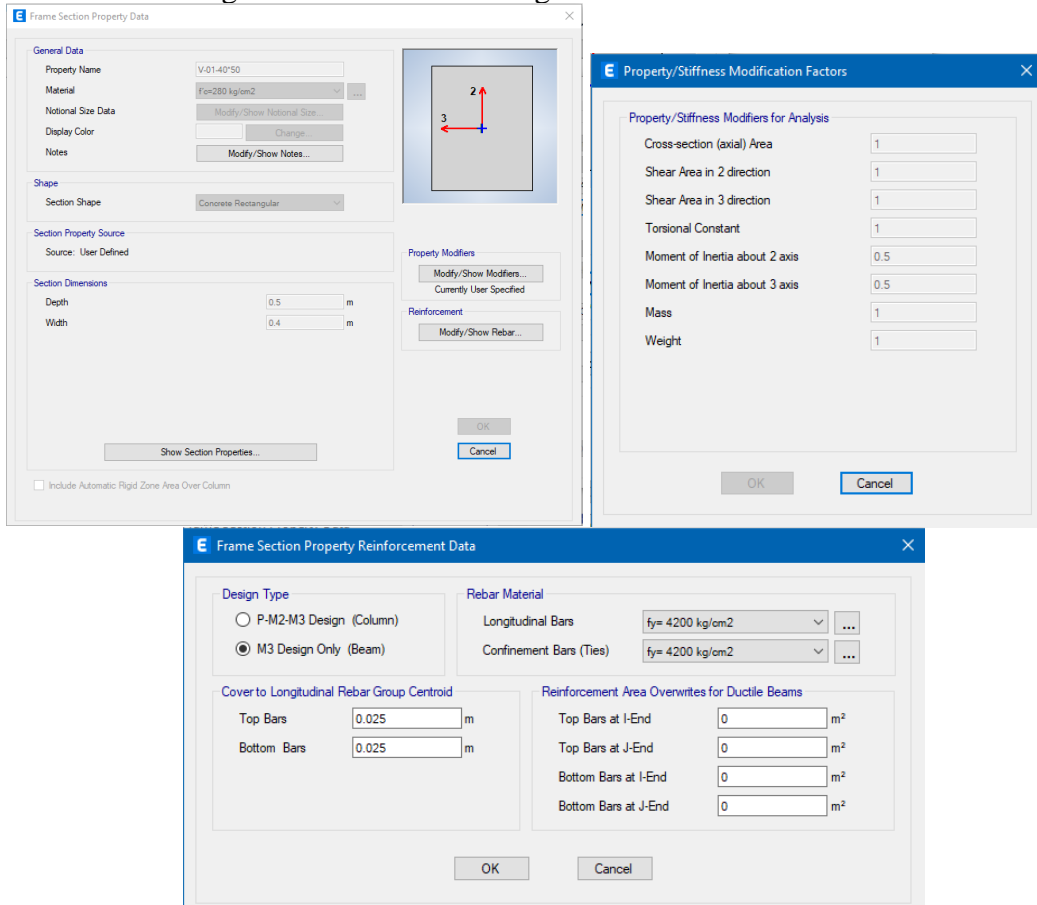
Property/Stiffness Modification Factors: This dialog box allows for the modification of various factors for analysis. The factors listed are: Cross-section (axial) Area (1), Shear Area in 2 direction (1), Shear Area in 3 direction (1), Torsional Constant (1), Moment of Inertia about 2 axis (0.8), Moment of Inertia about 3 axis (0.8), Mass (1), and Weight (1).

Frame Section Property Reinforcement Data: This dialog box is used to define the reinforcement configuration. It includes Design Type (P-M2-M3 Design (Column) selected), Rebar Material (Longitudinal Bars and Confinement Bars (Ties) both at f_y=4200 kg/cm²), Reinforcement Configuration (Rectangular selected), Confinement Bars (Ties selected), and Check/Design (Reinforcement to be Designed selected). Longitudinal Bars details include Clear Cover for Confinement Bars (0.03 m), Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face (4), Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face (5), Longitudinal Bar Size and Area (16 mm, 0.000201 m²), and Corner Bar Size and Area (18 mm, 0.000255 m²). Confinement Bars details include Confinement Bar Size and Area (10 mm, 0.000079 m²), Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) (0.15 m), Number of Confinement Bars in 3-dir (2), and Number of Confinement Bars in 2-dir (4).

Fuente: Etabs

b) Vigas

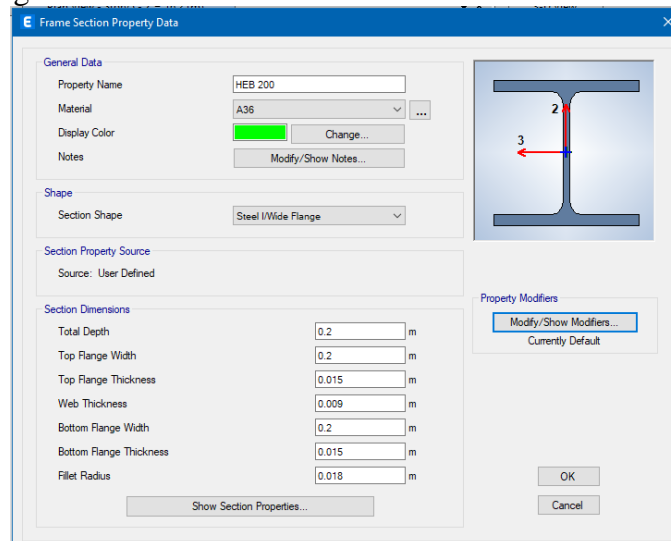
Figura 52 Definición de viga



Fuente: Etabs

c) Arriostramientos

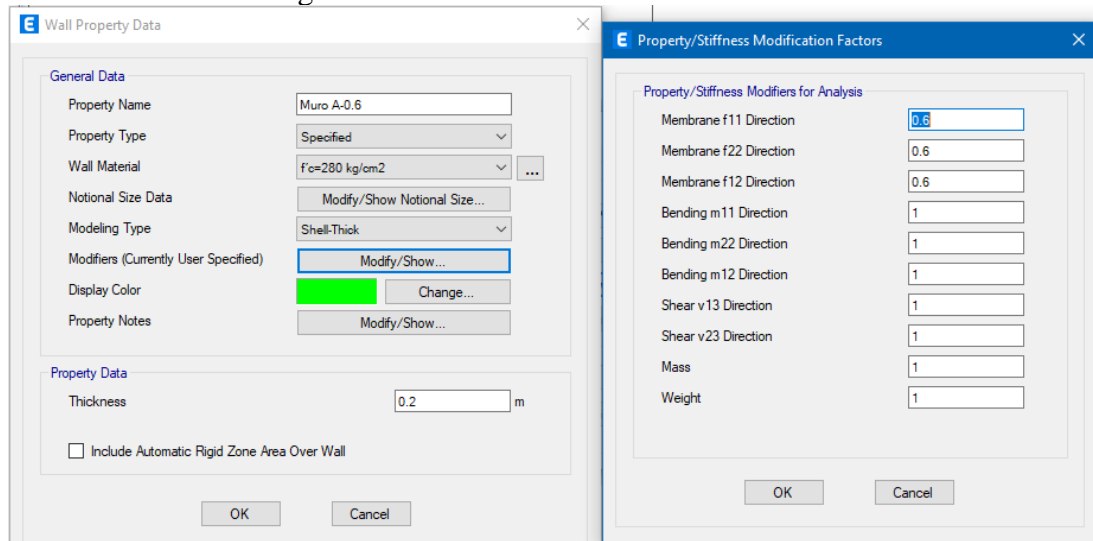
Figura 53 Definición de arriostramiento



Fuente: Etabs

d) Muros

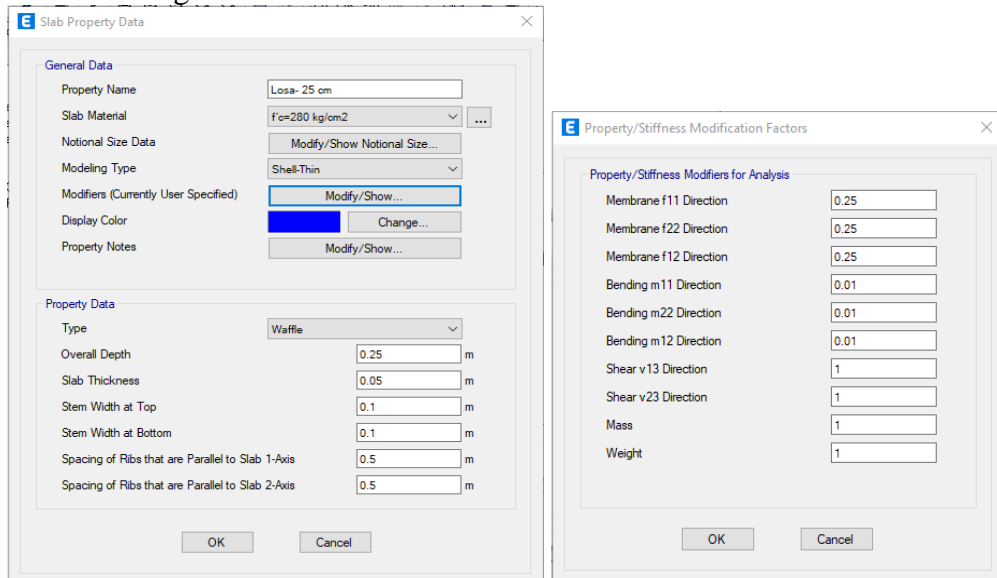
Figura 54 Definición de muro



Fuente: Etabs

e) Losas

Figura 55 Definición de losa

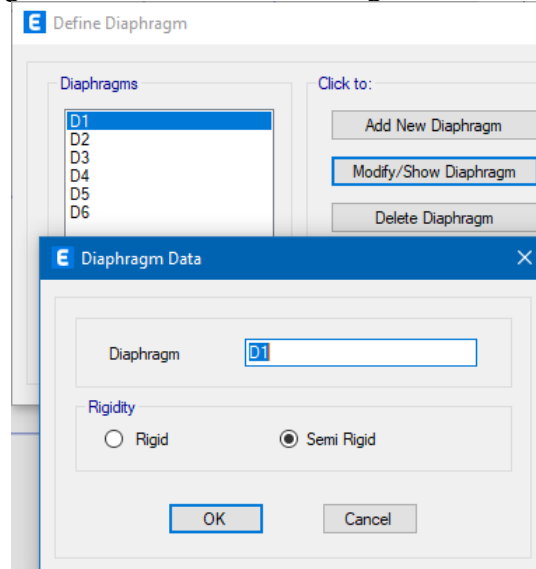


Fuente: Etabs

Para la etapa de análisis se ocupan los valores de inercia agrietada para cada sección según lo mostrado en las figuras anteriores de acuerdo a las partes aplicables de las normativas NEC-SE-DS, ASCE/SEI 7-16, ACI 318-19 y manuales del programa; mientras que, para la etapa de verificación del diseño y diseño del reforzamiento todos los factores antes descritos toman valores por defecto.

Los diafragmas de cada nivel se asignan en base a las losas horizontales y se definen como a continuación:

Figura 56 Definición de diafragma

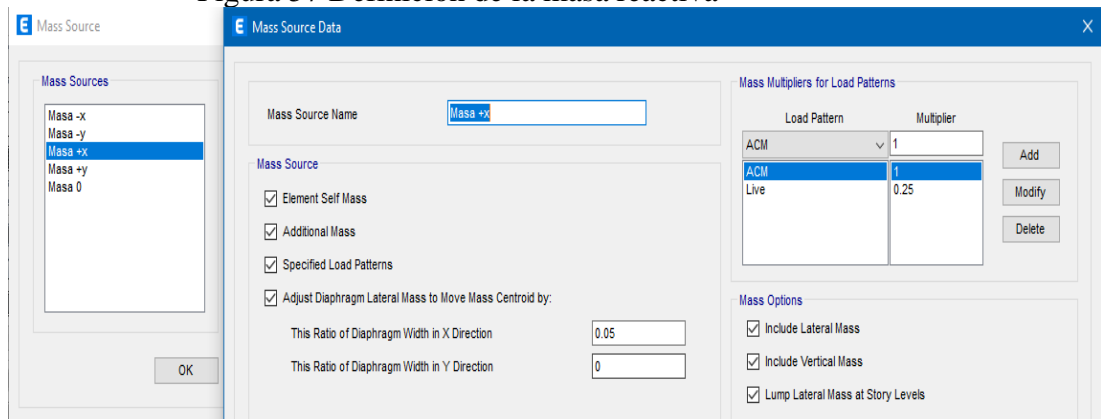


Fuente: Etabs

2.3.5.1.3 Masa reactiva

Para el análisis se consideran 5 casos de fuente de masa reactiva, todas se basan en el uso del 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva, las diferencias se encuentran en el movimiento del centro de masa de un 5% en cada dirección ortogonal, esto con el fin de analizar los efectos más severos a los que eventualmente puede estar sometido el edificio.

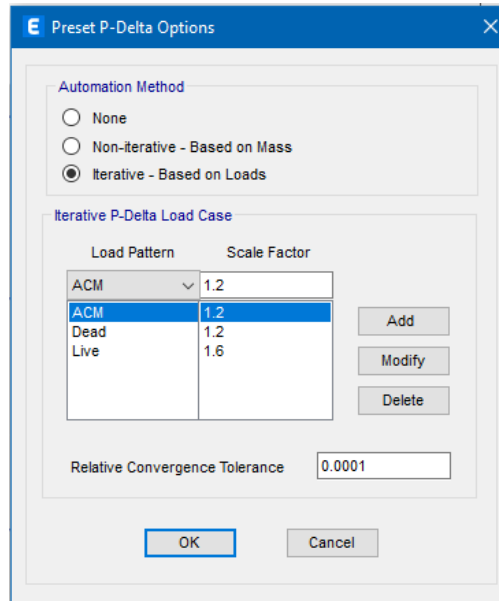
Figura 57 Definición de la masa reactiva



Fuente: Etabs

2.3.5.1.4 Efectos P-Delta

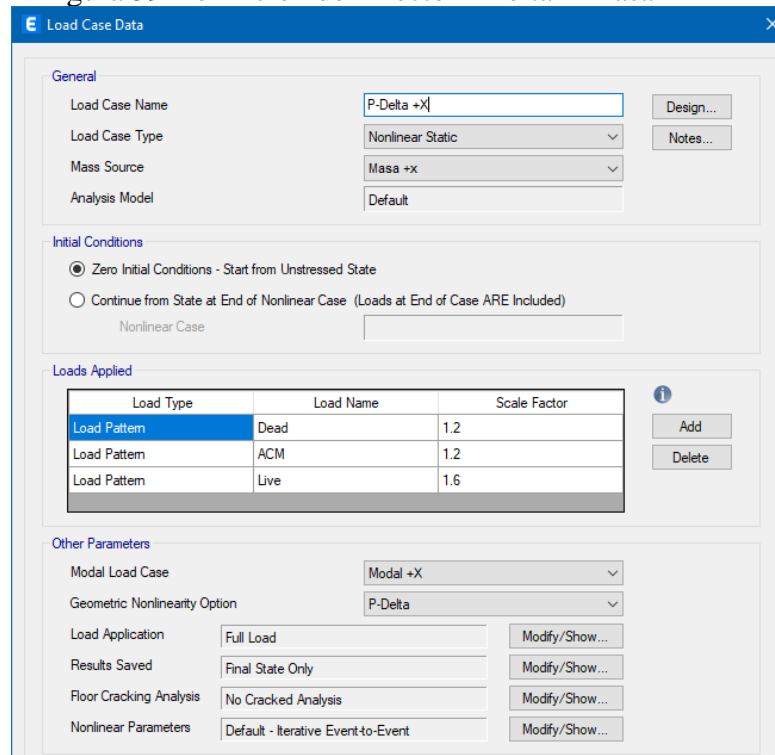
Figura 58 Definición del Efecto P-Delta



Fuente: Etabs

Etabs por defecto asocia los efectos P-Delta únicamente con un caso de fuente de masa reactiva en este caso para “Masa 0”, por esta razón para los demás casos se definieron los efectos P-Delta a través de los casos de carga.

Figura 59 Definición del Efecto P-Delta – Masa +x

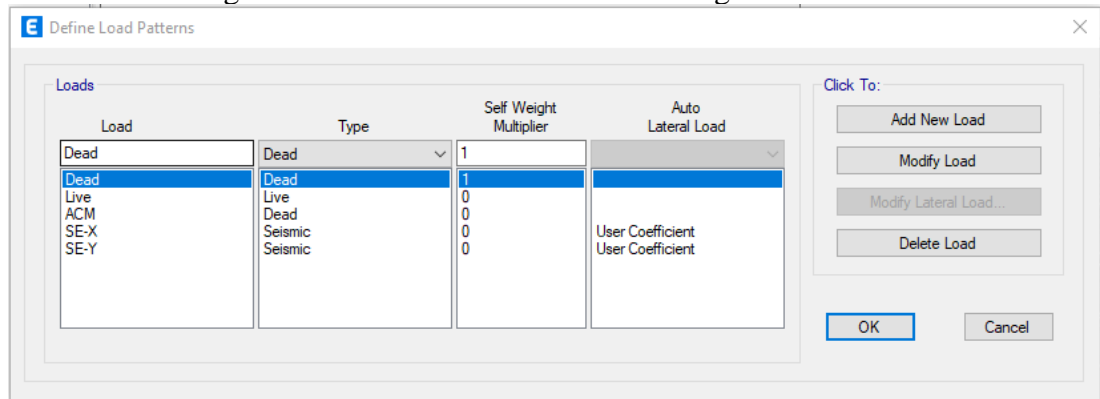


Fuente: Etabs

2.3.5.1.5 Definición de los patrones de carga

En este apartado se ha definido patrones de carga para el peso propio de la estructura (Dead), sobre carga por paredes y acabados (ACM), carga de ocupación (Live) y patrones de carga sísmica en dirección x & y con excentricidades posita y negativa del 5%.

Figura 60 Definición de Patrones de Carga



Fuente: Etabs

Para los patrones sísmicos es necesario de acuerdo a nuestra normativa calcular el coeficiente del cortante basal (C) y el factor de distribución de las fuerzas (k). Los parámetros que se requieren para estos cálculos se obtuvieron del estudio de suelos que se expone en el Anexo 2.

Tabla 31 Parámetros para cálculo de C y k. Bloque Principal

<i>ESPECTRO DE DISEÑO NEC-SE-DS-2015</i>		
UBICACIÓN	AMBATO	
SUELO	D	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pórtico de H. A. con muros estructurales	
Parámetro	Valor	Numeral
Periodo de retorno T_r (años)	475	4.3.2.
Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)	0.002	4.3.2.
Probabilidad de excedencia en 50 años	10%	4.3.2.
Z (%g)=	0.4	3.1.1.
η=	2.48	3.3.1.
Fa=	1.2	3.2.2.-a
Fd=	1.19	3.2.2.-b
Fs=	1.28	3.2.2.-c
r	1	3.3.1.
ct=	0.055	6.3.3.-a
α=	0.75	6.3.3.-a
hn=	19.44	6.3.3.-a
Ta (seg)=	0.5092	6.3.3.-a
To (seg)=	0.127	3.3.1.

Tc (seg)=	0.698	3.3.1.
Sa (%g)=	1.190	3.3.1.
REDUCCIÓN DE LA CARGA SÍSMICA		
I=	1.3	4.1.
R=	8	6.3.4.-d
Φ_p =	1	5.2.3.-a
Φ_e =	1	5.2.3.-b
C=	0.193	6.3.2.
k=	1.005	6.3.5.

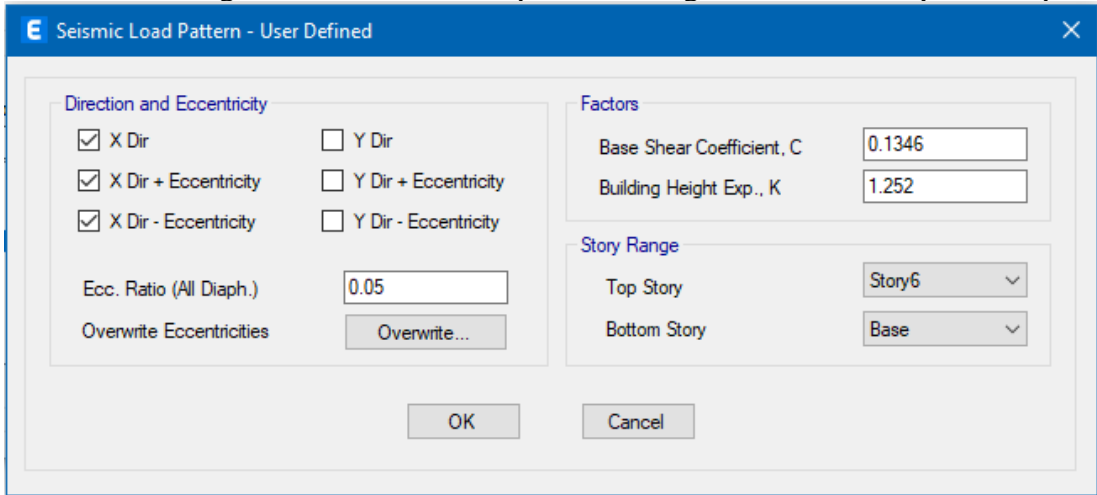
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 32 Parámetros para cálculo de C y k. Bloque Secundario

ESPECTRO DE DISEÑO NEC-SE-DS-2015		
UBICACIÓN	AMBATO	
SUELO	D	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pórtico de H. A.	
Parámetro	Valor	Numeral
Periodo de retorno Tr (años)	475	4.3.2.
Tasa anual de excedencia (1/Tr)	0.002	4.3.2.
Probabilidad de excedencia en 50 años	10%	4.3.2.
Z (%g)=	0.4	3.1.1.
η =	2.48	3.3.1.
Fa=	1.2	3.2.2.-a
Fd=	1.19	3.2.2.-b
Fs=	1.28	3.2.2.-c
r	1	3.3.1.
ct=	0.055	6.3.3.-a
α =	0.9	6.3.3.-a
hn=	4.38	6.3.3.-a
Ta (seg)=	0.208	6.3.3.-a
To (seg)=	0.127	3.3.1.
Tc (seg)=	0.698	3.3.1.
Sa (%g)=	1.190	3.3.1.
REDUCCIÓN DE LA CARGA SÍSMICA		
I=	1.3	4.1.
R=	8	6.3.4.-d
Φ_p =	1	5.2.3.-a
Φ_e =	1	5.2.3.-b
C=	0.193	6.3.2.
k=	1.000	6.3.5.

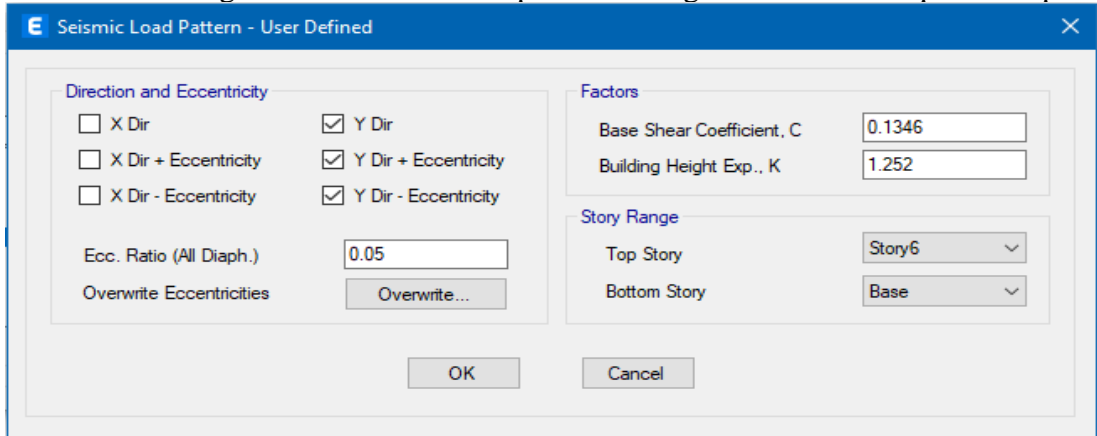
Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 61 Definición del patrón de carga sísmica X. Bloque Principal



Fuente: Etabs

Figura 62 Definición del patrón de carga sísmica Y. Bloque Principal

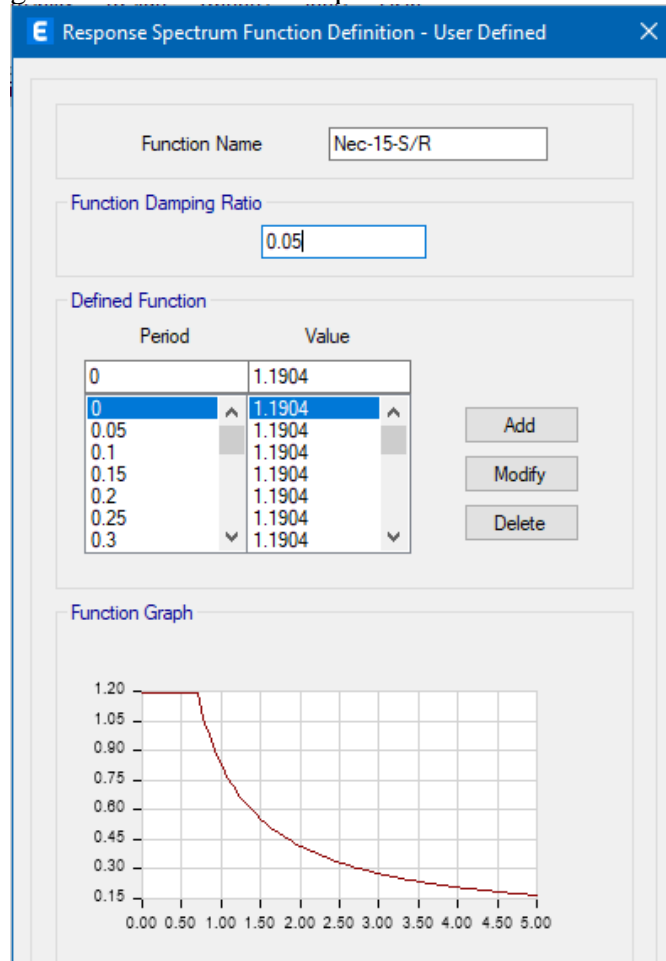


Fuente: Etabs

2.3.5.1.6 Espectro de diseño

Todos los espectros empleados en este proyecto se definen por medio de archivos *.txt ya que el programa concibe una discrepancia en la definición de espectros según nuestra norma para suelos Tipo D.

Figura 63 Definición del espectro de diseño



Fuente: Etabs

Como se muestra en la figura anterior, este es un espectro con $T_r = 475$ años, su reducción para un espectro de diseño se ha realizado por medio del apartado de combinaciones de carga en base a los casos de carga en donde se aplica este espectro sin reducir.

2.3.5.1.7 Casos modales

Se definieron 5 casos modales, uno por cada caso de fuente de masa reactiva y caso de efecto P-Delta.

Figura 64 Definición del caso modal – Modal +x

General

Load Case Name: Modal +X [Design...]

Load Case Type/Subtype: Modal [Ritz] [Notes...]

Mass Source: Previous (Masa +x)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings [Iterative based on loads] [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: P-Delta +X

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 25

Minimum Number of Modes: 20

Fuente: Etabs

2.3.5.1.8 Casos de carga

Se han definido 10 casos de carga sísmica en aplicación del espectro antes definido, dos casos (dirección x & y) por cada caso modal.

Figura 65 Definición del caso de carga – ESPEC X +x

General

Load Case Name: ESPEC X +x [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (Masa +x)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nec-15-S/R	9.8067

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal +X

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0.3

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

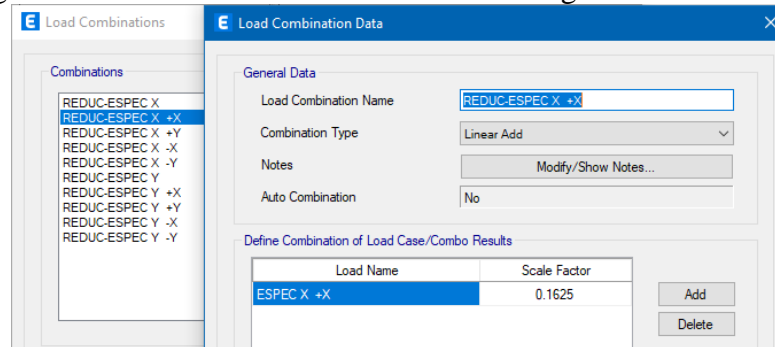
Fuente: Etabs

2.3.5.1.9 Combinaciones de carga

Para la etapa de verificación del cálculo y diseño del reforzamiento en este apartado se realiza la reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica del espectro con $T_r = 475$ años a espectro de diseño reducido afectado por el factor de reducción de resistencia sísmica (R), coeficiente de configuración en planta y elevación (\emptyset_P y \emptyset_E) y el coeficiente de importancia (I) indicados en las tablas 26 y 27.

Para este proyecto el factor mínimo es de 0.1625, este valor se ajusta hasta alcanzar la condición de que el cortante dinámico sea al menos el 80% (estructura regular) del cortante estático, según lo indica la NEC-SE-DS 2015 en el literal 6.2.2 sección b.

Figura 66 Definición de la combinación de carga – REDUC-ESPEC X +X



Fuente: Etabs

Las combinaciones de carga de diseño que se evalúan son las siguientes:

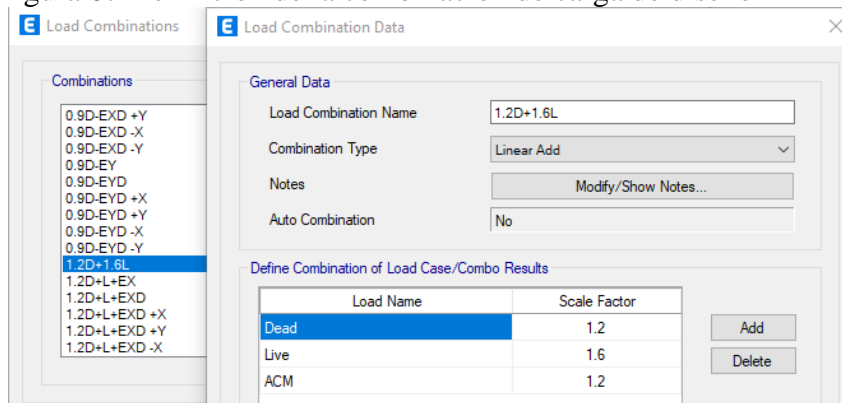
1.4D

1.2D + 1.6L

1.2D + L ± E

0.9D ± E

Figura 67 Definición de la combinación de carga de diseño



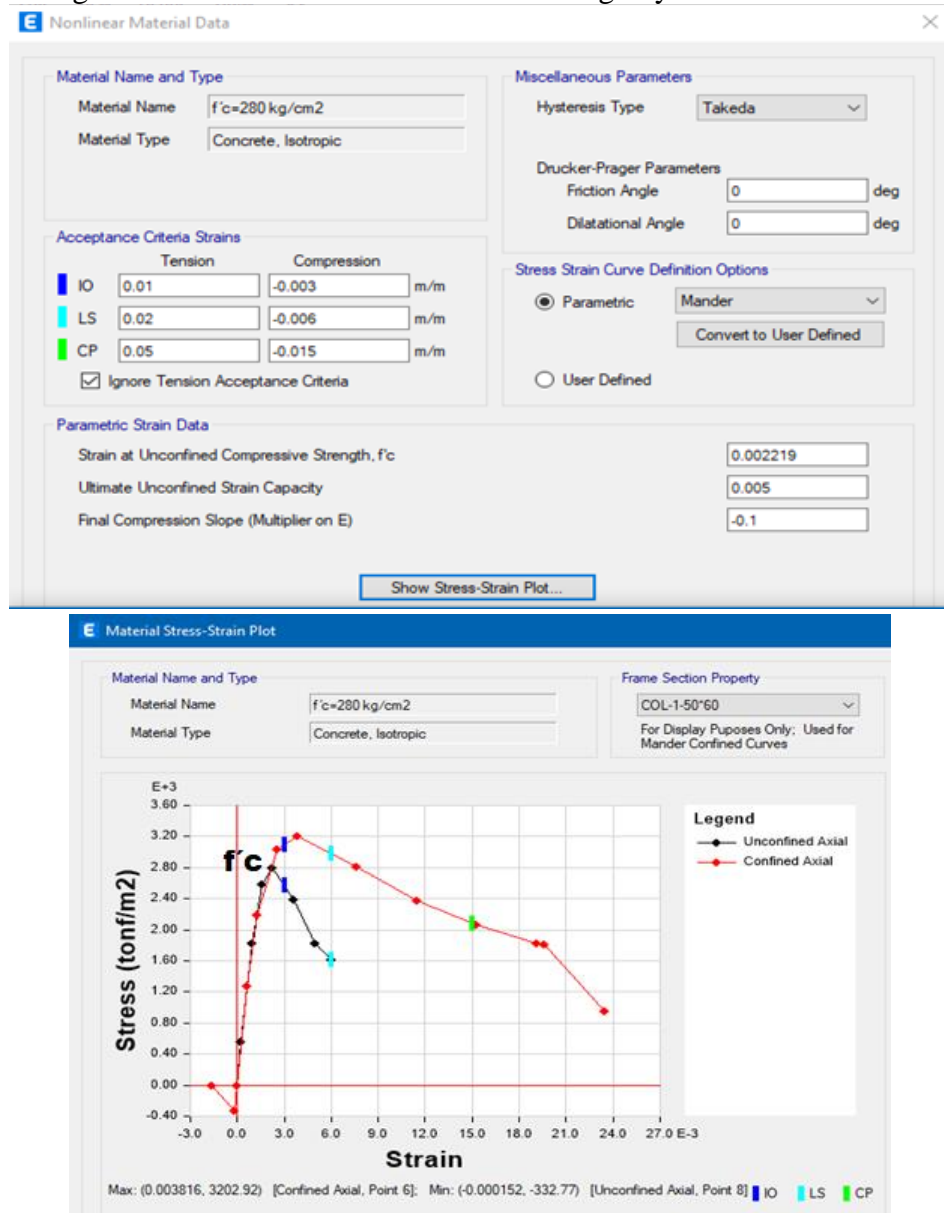
Fuente: Etabs

2.3.5.2 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

2.3.5.2.1 No linealidad de los materiales

a) Hormigón

Figura 68 Parámetros no lineales del hormigón y curva característica



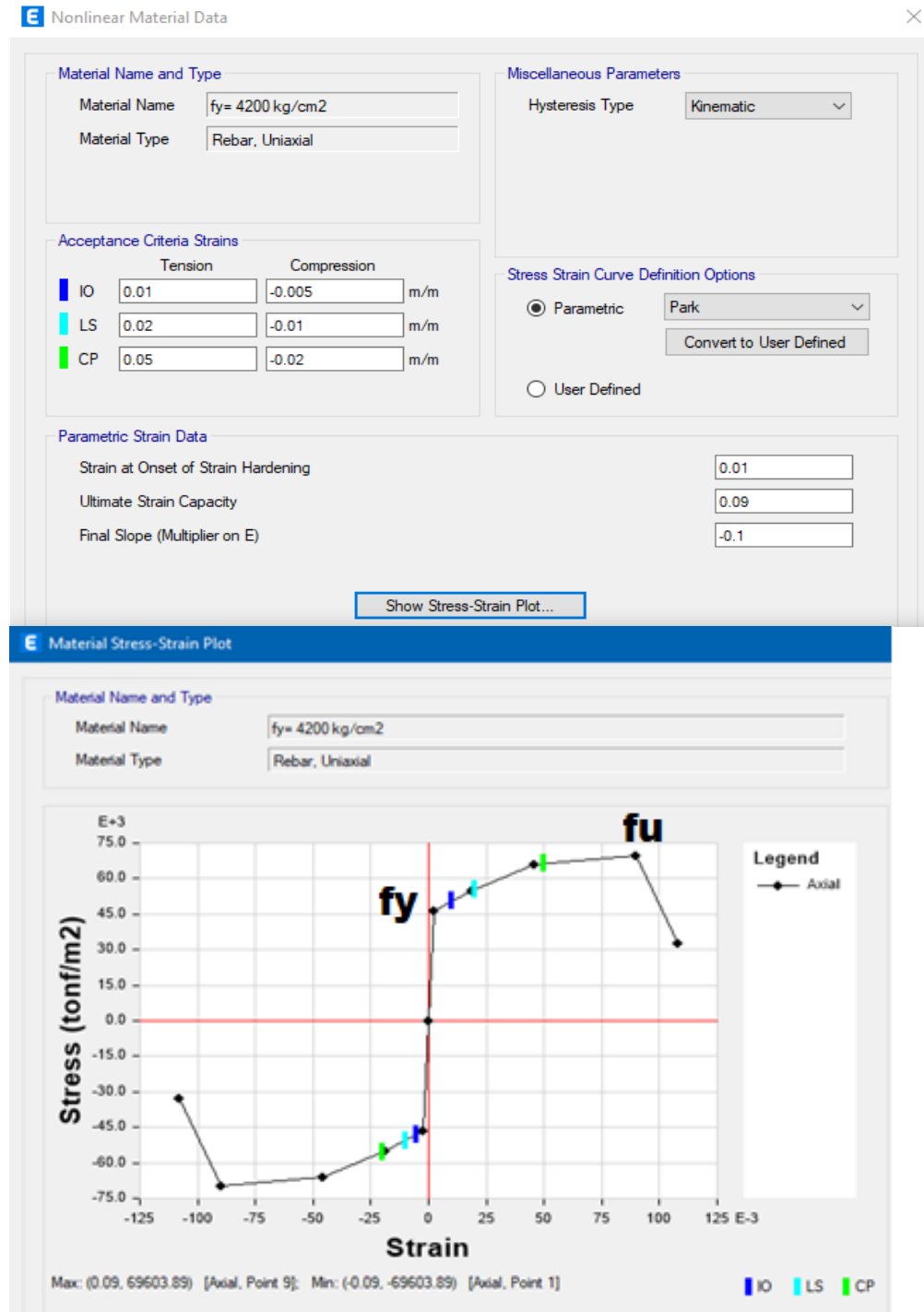
Fuente: Etabs

La figura anterior revela el incremento de resistencia a la compresión (f'_c) del concreto confinado frente al no confinado, lo que indica que al tener secciones de elementos estructurales con adecuado confinamiento incrementa la capacidad del elemento haciendo que pueda resistir mayores deformaciones antes de llegar al colapso.

Además, la figura indica los criterios de aceptación de deformación (IO, LS, CP) para concreto confinado y (IO, LS) para concreto no confinado.

b) Acero de refuerzo

Figura 69 Parámetros no lineales del acero de refuerzo y curva característica



Fuente: Etabs

El modelo adoptado para el acero de refuerzo es el Park en el que se evidencian tres zonas: la primera, la zona elástica en donde el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación del material (Ley de Hook), la segunda zona es la de fluencia donde el esfuerzo se mantiene constante mientras se deforma el material; y la tercera zona de rigidez post-fluencia en donde se evidencia un notable incremento del esfuerzo y la deformación para finalmente llegar a la rotura del material, las dos zonas antes mencionadas conforman el rango inelástico en el que se realiza el análisis no lineal.

Además, en la figura se evidencian puntos críticos como el de fluencia (f_y) al final de la zona elástica y el punto de máximo esfuerzo o esfuerzo último (f_u) en el punto más alto de la zona post-fluencia; a estos puntos se suman los criterios de aceptación (IO, LS, CP) de deformación para tracción y compresión.

c) Acero estructural

Figura 70 Parámetros no lineales del acero estructural A36 y curva característica

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
Material Name: A36
Material Type: Steel, Isotropic

Miscellaneous Parameters
Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

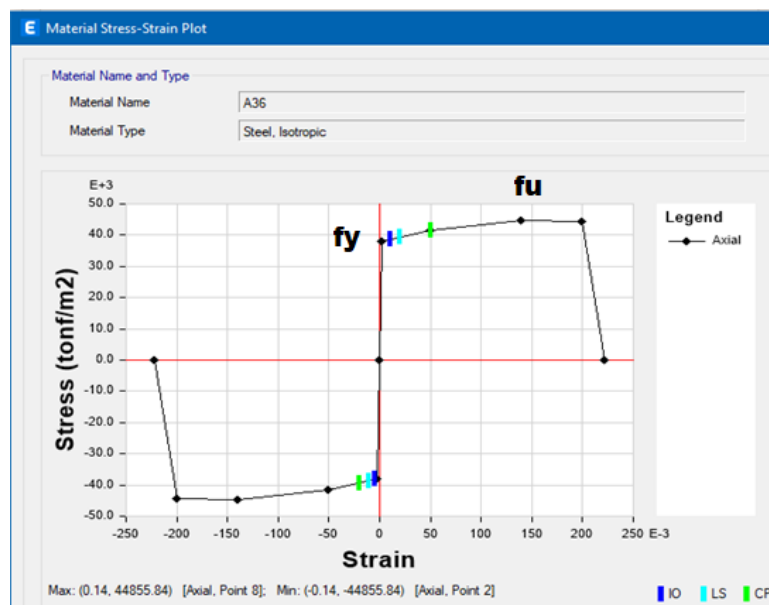
	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric (Simple)
 User Defined
Convert to User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Onset of Strain Hardening	0.02
Strain at Maximum Stress	0.14
Strain at Rupture	0.2
Final Slope (Multiplier on E)	-0.1

Show Stress-Strain Plot...



Fuente: Etabs

Para el acero estructural se ha seleccionado el modelo simple, que representa de mejor manera a este tipo de material al estar sometido a diferentes tipos de esfuerzos (tensión, flexión, torsión, ...) en el cual se evidencia la zona elástica hasta el punto de fluencia (f_y) y la zona plástica en donde se nota poco incremento del esfuerzo para lograr mayor deformación del material hasta llegar al colapso, en esta zona se encuentra el punto de esfuerzo último (f_u) en la parte más elevada de la curva; a estos puntos se suman los criterios de aceptación (IO, LS, CP) de deformación para tracción y compresión.

2.3.5.2.2 Modificadores de rigidez para análisis no lineal

Los valores de inercias agrietadas se toman por cuanto se pretende considerar una reducción de la rigidez de los elementos de concreto que por su poca capacidad de resistir la tensión llega a agrietarse y a su vez se considera por el proceso constructivo ya al momento del fraguado del hormigón se producen pequeñas grietas o fisuras por el hecho de la retracción del hormigón por pérdida de agua.

Para la rigidez a flexión se ha tomado los criterios de la NEC-DS-SE 2015 literal 6.1.6 -b, y para la rigidez a corte del código ASCE-SEI 41-17 de la tabla 10.5.

a) Columnas

Figura 71 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	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

Fuente: Etabs

b) Vigas

Figura 72 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

c) Muros

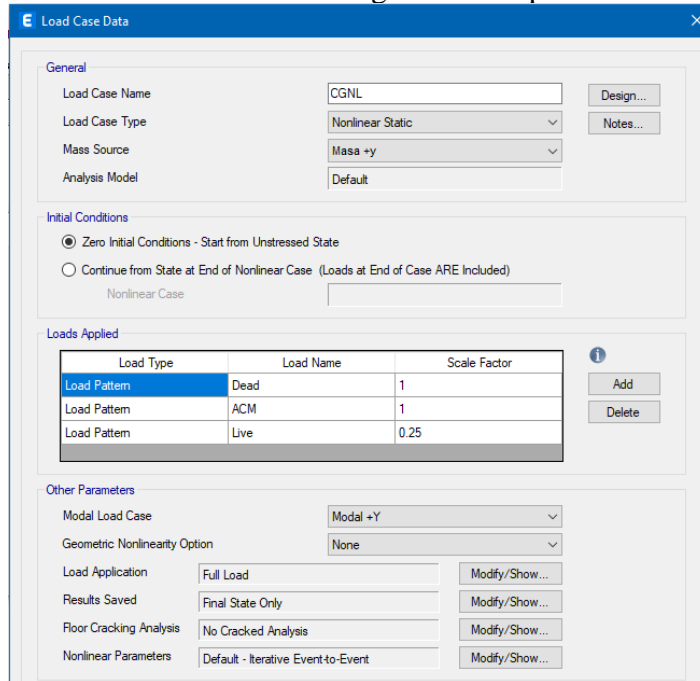
Figura 73 Inercias agrietadas para muros

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.6
Bending m22 Direction	0.6
Bending m12 Direction	0.6
Shear v13 Direction	0.4
Shear v23 Direction	0.4
Mass	1
Weight	1

Fuente: Etabs

2.3.5.2.3 Carga gravitacional no lineal

Figura 74 Definición del caso de carga no lineal para el Pushover

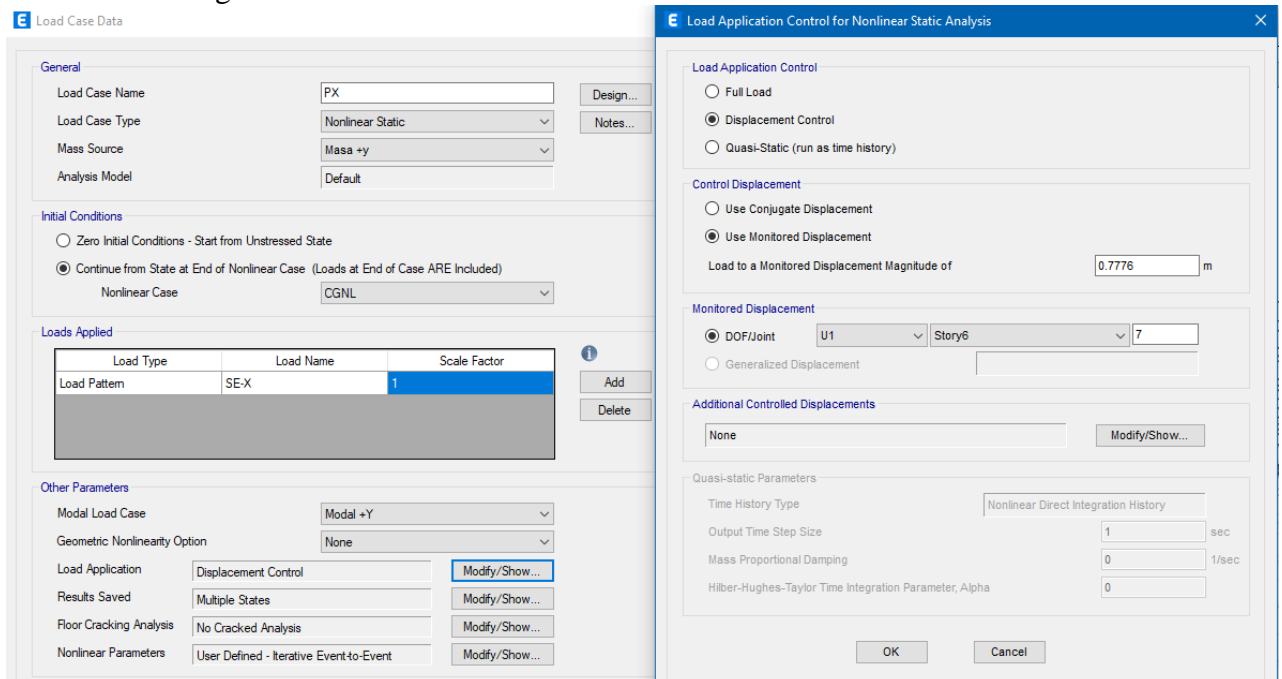


Fuente: Etabs

2.3.5.2.4 Casos de Pushover

Pushover X

Figura 75 Definición del caso Pushover X

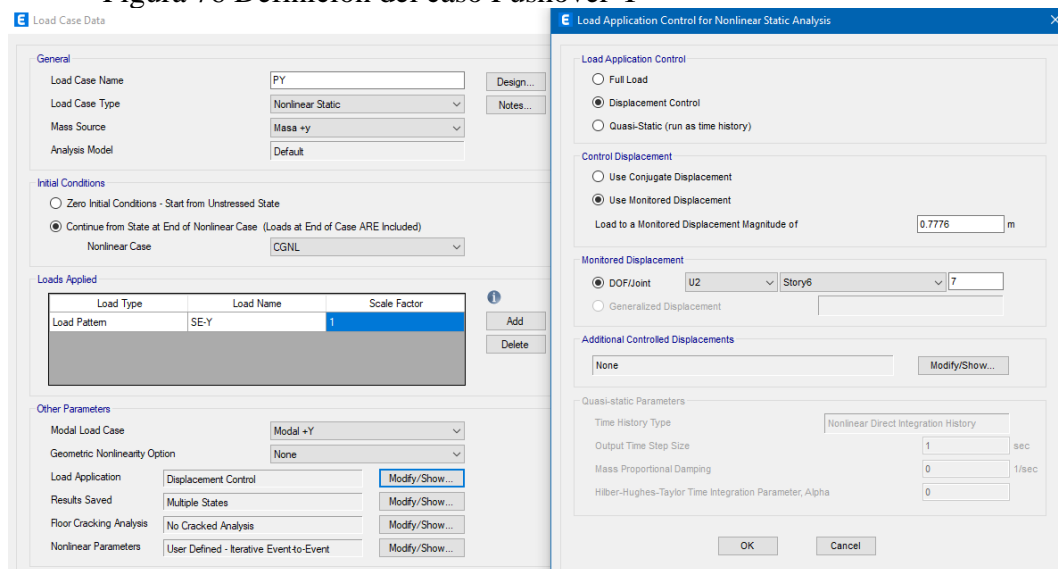


Fuente: Etabs

Para el caso de carga Pushover X se define como un caso estático no lineal, para la carga se adoptó el patrón de carga SE-X (dirección U1) del análisis lineal estático en el que a través del factor de distribución de fuerzas (k) indica la forma de aplicación de la carga, el caso modal adoptado es el Modal +Y que resulta ser el de los efectos más severos en el análisis modal espectral, para el control de la aplicación de la carga se usa el monitoreo del desplazamiento en el nodo más cercano al centro de masas del piso 5 hasta un desplazamiento de 0.776m que corresponde al 4% de la altura total del edificio según lo recomendado por FEMA 440 y se guardan los resultados con la opción de múltiples estados.

Pushover Y

Figura 76 Definición del caso Pushover Y



Fuente: Etabs

Para el caso de carga Pushover Y se define como un caso estático no lineal, para la carga se adoptó el patrón de carga SE-Y (dirección U2) del análisis lineal estático en el que a través del factor de distribución de fuerzas (k) indica la forma de aplicación de la carga, el caso modal adoptado es el Modal +Y que resulta ser el de los efectos más severos en el análisis modal espectral, para el control de la aplicación de la carga se usa el monitoreo del desplazamiento en el nodo más cercano al centro de masas del piso 5 hasta un desplazamiento de 0.776m que corresponde al 4% de la altura total del edificio según lo recomendado por FEMA 440 y se guardan los resultados con la opción de múltiples estados.

2.3.5.2.5 Definición y asignación de rótulas plásticas

La ubicación, parámetros y asignación de rótulas plásticas se realiza de forma automática con ayuda del Etabs en base a las tablas del ASCE-SEI 41-17.

a) Rótulas en columnas

Figura 77 Ubicación de rótulas plásticas en Columnas

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.1	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.9	

Auto Hinge Assignment Data
Type: From Tables in ASCE 41-17
Table: Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
DOF: P-M2-M3

Fuente: Etabs

Figura 78 Parámetros de rótulas plásticas en Columnas

Auto Hinge Type: From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table: Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom:
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Concrete Column Behavior:
 Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value: 0.01

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

P Values From:
 Case/Combo User Value
Gravity: CGNL
Gravity + Lateral: CGNL

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_{yE} / V_{col0E}):
 Program Calculated
 User-specified Shear Demand, V_{yE}
 User-specified Ratio, V_{yE} / V_{col0E}

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):
 From Current Design
 User Value: 0.2

Fuente: Etabs

Las rotulas en las columnas se han definido a una distancia del 10% y 90% de la longitud libre del elemento, puesto que son en estos lugares donde se espera la falla del elemento y son porcentajes que están dentro del rango para este tipo de estructuras según la fundamentación teórica descrita en el Capítulo 1. En los parámetros se ha seleccionado los grados de libertad P-M2-M3 puesto que son columnas sometidas a carga axial y momento en las dos direcciones con una relación del acero transversal

del 0.01 y un factor de espaciamiento del acero transversal del 0.2 verificado en los planos estructurales. Para el valor del cortante se ha seleccionado que se tome a partir del caso de carga gravitacional no lineal.

b) Rótulas en vigas

Figura 79 Ubicación de rótulas plásticas en Vigas

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto M3	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.95	

Auto Hinge Assignment Data
 Type: From Tables in ASCE 41-17
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3

Fuente: Etabs

Figura 80 Parámetros de rótulas plásticas en Vigas

Auto Hinge Type
 From Tables in ASCE 41-17

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

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo CGNL
 User Value V2 tonf

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

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

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

Fuente: Etabs

Las rótulas en las vigas se han definido a una distancia del 5% y 95% de la longitud libre del elemento, puesto que son en estos lugares donde se espera la falla del elemento y son porcentajes que están dentro del rango para este tipo de estructuras según la fundamentación teórica descrita en el Capítulo 1. En los parámetros se ha seleccionado los grados de libertad M3 puesto que las vigas están controladas por el momento en la dirección local 3. Para el valor del cortante se ha seleccionado que se tome a partir del caso de carga gravitacional no lineal.

c) Rótulas en arriostramientos

Figura 81 Ubicación de rótulas plásticas en Arriostramientos

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.5	
Auto P	Relative to clear length	0.5	

Auto Hinge Assignment Data
Type: From Tables In ASCE 41-17
Table: Table 9-8 (Steel Braces - Axial)
DOF: P

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Fuente: Etabs

Figura 82 Parámetros de rótulas plásticas en Arriostramientos

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 9-8 (Steel Braces - Axial)

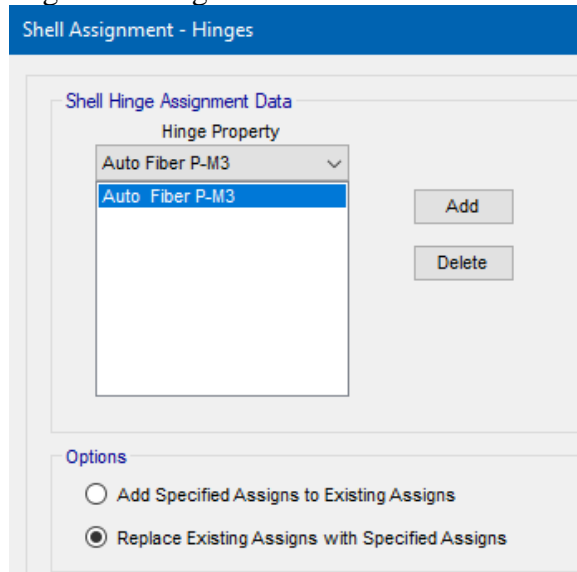
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Fuente: Etabs

Para los arriostramientos se han dispuesto rótulas a una distancia del 50% de la longitud libre, este tipo de elemento al ser controlado por tracción o compresión resulta que no se define un lugar específico para la presencia de la falla por lo que la distancia de ubicación de la rótula queda a criterio del calculista.

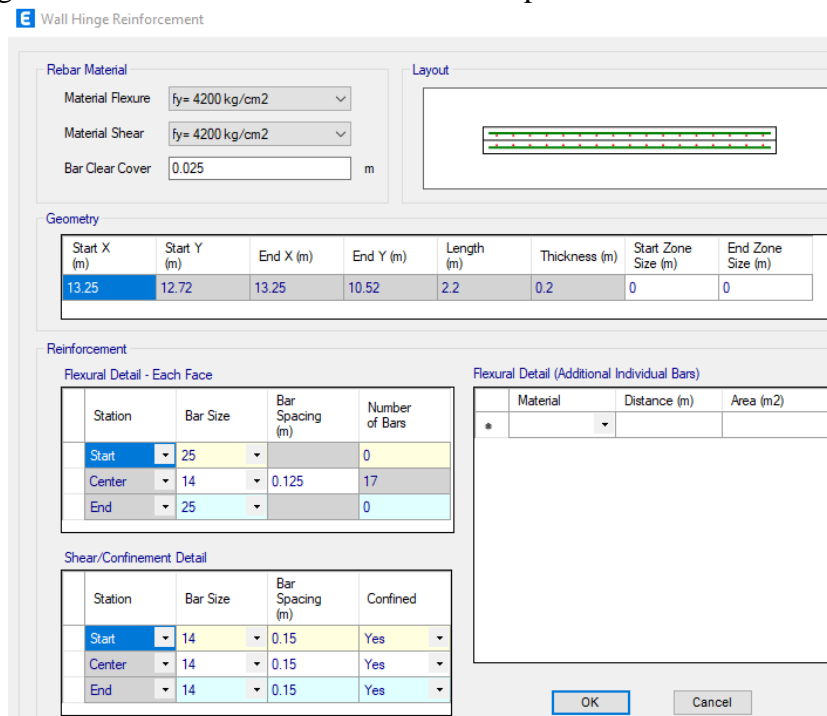
d) Rótulas en muros

Figura 83 Asignación de rótula en muro



Fuente: Etabs

Figura 84 Definición del acero de refuerzo para la rótula del muro



Fuente: Etabs

La definición de las rótulas en los muros se ha realizado por el método de fibras y su ubicación está dispuesta al 50% de la longitud libre según ASCE-SEI 41-17 literal 10.7.2.2, la definición y ubicación de cada fibra se detalla según el armado longitudinal y transversal de los muros que se describe en la tabla 19.

2.3.6 Medición de vibraciones en losas

Etabs en versiones recientes permite la aplicación automatizada de cargas de impulsos verticales que simula dinámicamente la caminata de una persona, cuyos resultados son comparables con los umbrales máximos para cada actividad.

La medición de vibraciones se realiza a través de un análisis tiempo historia lineal que en versiones actuales del software simplifica el proceso mediante el empleo del apartado “Walking Vibrations” usando los datos ingresados asociados con un caso de vibración al caminar para crear un caso modal interno de vectores Ritz que luego se usa en un caso de carga tiempo historia lineal para la aplicación de pulsos triangulares que representan el impacto de pisadas.

Debido a la asignación de cargas verticales a los pisos es necesario que estos puedan soportar dichas cargas, es decir que el comportamiento del piso sea de un elemento “Shell” con rigidez fuera del plano.

2.3.6.1 Datos para análisis

Los datos seleccionados para este análisis resultan de valores promedios y recomendaciones del AISC.

Tabla 33 Datos para Análisis de vibraciones

DATOS	
Peso del individuo (kg)	70
Frecuencia de paso (Hz)	2
Velocidad (m/s)	1.39
Duración del impacto (sec)	0.45

Fuente: Guía 11. AISC

2.3.6.2 Masa reactiva

Figura 85 Definición de la masa reactiva

Mass Source Name: Masa 0

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
ACM	1
Live	0.25

Mass Options

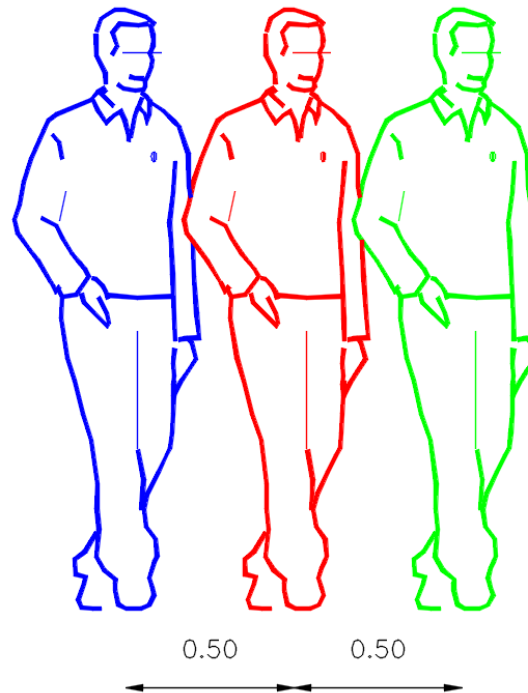
- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Fuente: Etabs

2.3.6.3 Senderos de análisis

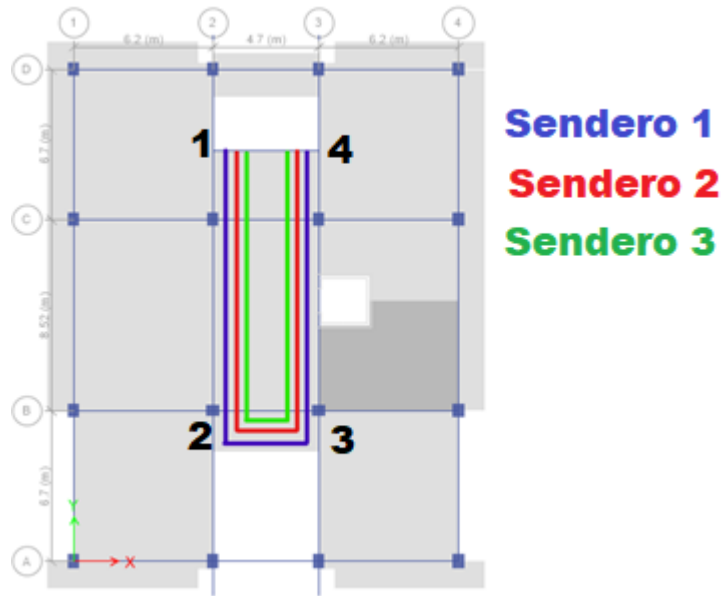
Este análisis contempla tres senderos espaciados a 50 centímetros que es distancia promedio de separación entre dos personas que caminan juntas ubicados en el pasillo de ingreso a las aulas de cada piso del edificio.

Figura 86 Espaciamiento de personas



Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 87 Senderos de análisis



Fuente: Etabs

La anterior figura muestra esquemáticamente los senderos que se repiten del piso 1 al 4 que son considerados para el análisis y la siguiente tabla muestra las coordenadas globales de cada sendero con su respectivo código de color.

Tabla 34 Coordenadas de los senderos de análisis

Sendero	1		2		3	
Punto	X	Y	X	Y	X	Y
1	7.375	18.27	7.875	18.27	6.875	18.27
2	7.375	5.79	7.875	5.79	6.875	5.79
3	9.725	5.79	10.225	5.79	9.225	5.79
4	9.725	18.27	10.225	18.27	9.225	18.27

Fuente: Jhofre W. Caiza

Las coordenadas de la anterior tabla corresponden a la ubicación de cada sendero con sus respectivos cambios de dirección según la forma de los puntos mostrada en la figura 80.

2.3.6.4 Definición de los casos de Vibración al Caminar “Walking Vibration”

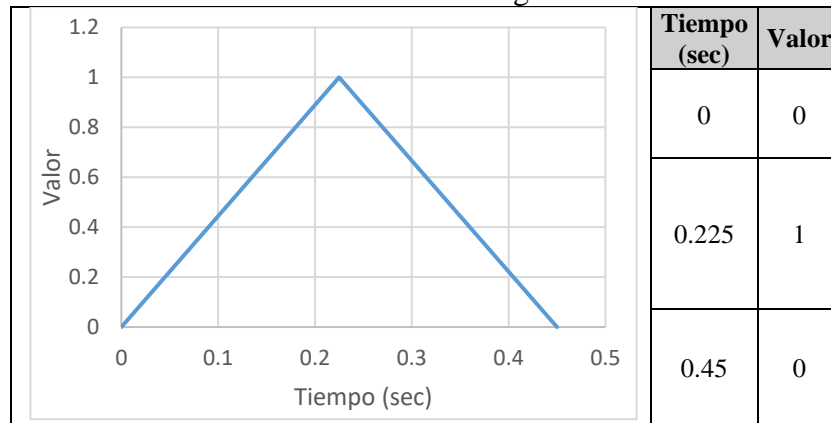
Una vez definida la masa vertical, datos para el análisis y establecidos los senderos se procede a la definición de cada caso de vibración.

Figura 88 Definición de casos de Vibración al Caminar

Fuente: Etabs

Al ingresar los datos se genera internamente una función de Tiempo-Historia como la siguiente.

Tabla 35 Función generada



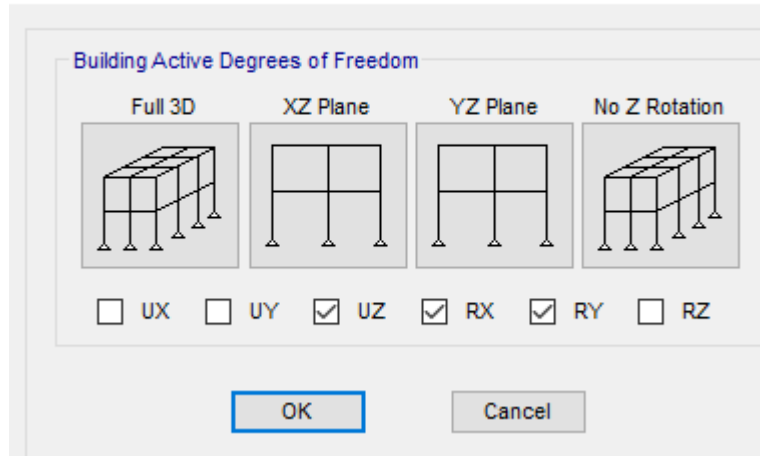
Fuente: Etabs

2.3.6.5 Restricción de los grados de libertad globales

Para este análisis es necesario mantener activos solamente los grados de libertad asociados a la carga vertical.

Figura 89 Restricción de los grados de libertad

E Active Degrees of Freedom



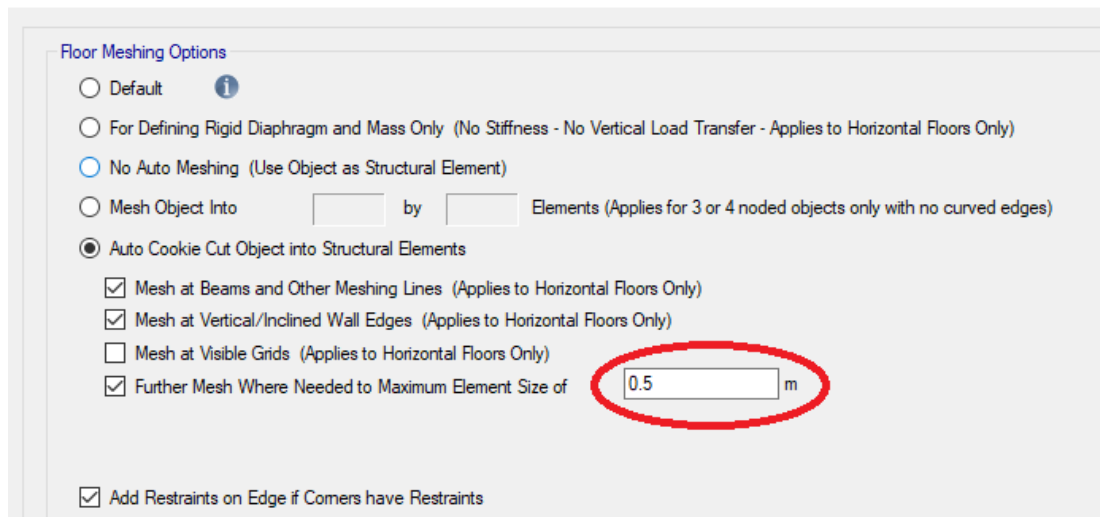
Fuente: Etabs

2.3.6.6 Mallado de las losas

El análisis al basarse en el método de elementos finitos es necesario calibrar el espaciamiento del mallado de la losa para obtener resultados más ajustados a la realidad. El manual del programa recomienda aplicar mínimo una malla de 5 x5, para este caso se utiliza una malla de 50 centímetros que supera lo recomendado.

Figura 90 Calibración de la malla de elementos finitos para losas

Shell Assignment - Floor Auto Mesh Options



Fuente: Etabs

Con estas consideraciones se procede a correr el análisis y los resultados se presentan en el Capítulo 3.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Sísmica – Metodología Cualitativa

3.1.1.1 Inspección y evaluación visual rápida de las estructuras FEMA P-154

FEMA P-154 establece la metodología para determinar la vulnerabilidad de la estructura dándonos la relación entre el valor final de la evaluación (S) y la probabilidad de colapso (P) que se presenta a continuación:


$$P = 1/10^S \quad \text{Ec. 46}$$

Una vez realizado la evaluación con los formularios de Nivel 1 y 2 el edificio presenta un valor S de 2.4 que indica una probabilidad de colapso de 0.004 o el equivalente a 1/251 que a su vez es igual a una probabilidad de colapso de 0.4 %.

La normativa sugiere un valor de corte igual a 2 y considera que evaluaciones con un valor S menor al de corte se debe realizar una evaluación más detallada, mientras que si el valor S es mayor al de corte no amerita realizar una evaluación más detallada; sin embargo, esta normativa se enfoca en evaluar el riesgo de colapso y no los otros objetivos de desempeño por lo que en base a esto se justifica realizar un análisis estructural más detallado (Pushover).


A continuación, se muestran los formularios de evaluación de Nivel 1 y 2 con toda la información y resultados:

Tabla 36 Formulario Nivel 1 del edificio en estudio

Detección visual rápida de edificios para posibles peligros sísmicos															Nivel 1			
Formulario de recopilación de datos P-154 de FEMA															ALTA SISMICIDAD			
Fotografía: 					Dirección: <u>Av. Los Chasquis y Río Payamino</u> Código postal: <u>180207</u> Otra identificación: <u>UTA-Centro de Idiomas- Campus Huachi Chico</u> Nombre del Edificio: <u>CENTRO DE IDIOMAS</u> Uso: <u>Edificio Educativo</u> Latitud: <u>-1.2677</u> Longitud: <u>-78.6237</u> Ss: <u>0.95 g</u> S1: <u>0.37 g</u> Inspector: <u>Jhofre W. Caiza</u> Fecha: <u>07/10/2020</u> # de pisos: <u>6</u> Niveles sup.: <u>6</u> Niveles inf.: <u>0</u> Año de construcción: <u>2011</u> Área total del suelo (m2): <u>465</u> Año del código: <u>ACI 318-08</u> Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Si, año de construcción: <u>2018</u>													
Bosquejo: Revisar anexos de planos arquitectónicos y estructurales					Ocupación: Asamblea Industrial Utilidad Comercial Oficinas Almacén Servicios de emergencia <u>Educación</u> Residencial, # unidades Histórico Gobierno													
Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A Roca dura <input type="checkbox"/> B Roca debil <input type="checkbox"/> C Suelo denso <input checked="" type="checkbox"/> D Suelo duro <input type="checkbox"/> E Suelo blando <input type="checkbox"/> F Suelo pobre <input type="checkbox"/> DNK Si no sabe, asumir D																		
Riesgos geológicos: Licuefacción: <input type="checkbox"/> si / <input checked="" type="checkbox"/> no / <input type="checkbox"/> dnk Deslizamiento: <input type="checkbox"/> si / <input checked="" type="checkbox"/> no / <input type="checkbox"/> dnk																		
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de caída del edificio adyacente																		
Irregularidades: <input type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad) <u>Irregularidad Geométrica y columna corta</u> <input type="checkbox"/> Planta (tipo)																		
Peligros exteriores de caídas: <input type="checkbox"/> chimeneas sin refuerzos <input type="checkbox"/> revestimiento pesado o chapa pesada <input type="checkbox"/> otros: <input type="checkbox"/> apéndices																		
Comentarios: <input type="checkbox"/> Dibujos adicionales o comentarios en página separada																		
Puntaje Básico, modificadores y puntaje final Nivel 1, SL1																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
					MRF	BR	LM	RC	URM	MRF	SW	URM	TU		FD	RD		
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 Vertical 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 Vertical Moderada,		-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	-2.0	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 Nivel 1, SL1 ≥ Smin										2.9								
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN					OTROS RIESGOS:					ACCIÓN REQUERIDA								
Exterior: <input type="checkbox"/> parcial <input checked="" type="checkbox"/> todos los lados <input type="checkbox"/> aéreo Interior: <input type="checkbox"/> ninguna <input checked="" type="checkbox"/> visible <input type="checkbox"/> completo Revisión de planos: <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Fuente del tipo de suelo: <u>Tipo D</u> Fuente del peligro geológico: _____ Persona de contacto: _____					¿hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> potencial de golpeteo (a menos que SL2>corte, si se conoce) <input type="checkbox"/> riesgo de caída de un edificio adyacente más alto <input type="checkbox"/> riesgo geológico o suelo tipo F <input type="checkbox"/> daño/deterioro significativo del sistema estructural					¿Evaluación detallada estructural requerida? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificio desconocido de FEMA u otro edificio <input type="checkbox"/> Si, el resultado es menor que el de corte <input checked="" type="checkbox"/> Si, presenta otros peligros <input type="checkbox"/> No ¿Evaluación detallada no estructural recomendada? <input type="checkbox"/> Si, los peligros no estructurales identificados deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales, pueden requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no hay peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK								
¿INSPECCIÓN DE NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, puntuación final Nivel 2, SL2: <u>2.4</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No					Cuando la información no pueda ser verificada se debe tener en cuenta: EST: estimado o poco fiable o DNK: no se sabe													
Legenda:																		
MRF marco resistente a momentos					RC concreto reforzado URM INF mampostería de relleno no reforzada													
BR marco arriostrado					SW muro de corte TU prefabricado MH casa manufacturada													
LM metal liviano					FD diagrama flexible RD diafragma rígido													

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 37 Formulario Nivel 2 del edificio en estudio

Detección visual rápida de edificios para posibles peligros sísmicos												Nivel 1							
Formulario de recopilación de datos P-154 de FEMA												ALTA SISMICIDAD							
Fotografía: 				Dirección: <u>Av. Los Chasquis y Río Payamino</u> Código postal: <u>180207</u> Otra identificación: <u>UTA-Centro de Idiomas- Campus Huachi Chico</u> Nombre del Edificio: <u>CENTRO DE IDIOMAS</u> Uso: <u>Edificio Educativo</u> Latitud: <u>-1.2677</u> Longitud: <u>-78.6237</u> Ss: <u>0.95 g</u> SI: <u>0.37 g</u> Inspector: <u>Jhofre W. Caiza</u> Fecha: <u>07/10/2020</u> # de pisos: <u>6</u> Niveles sup.: <u>6</u> Niveles inf.: <u>0</u> Año de construcción: <u>2011</u> Área total del suelo (m2): <u>465</u> Año del código: <u>ACI 318-08</u> Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Si, año de construcción: <u>2018</u> Ocupación: Asamblea <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Servicios de emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Albergue Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> <u>Educación</u> <input type="checkbox"/> Gobierno Utilidad <input type="checkbox"/> Almacén <input type="checkbox"/> Residencial, # unidades <input type="checkbox"/>															
Bosquejo: Revisar anexos de planos arquitectónicos y estructurales				Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F DNK <input type="checkbox"/> Roca dura Roca debil Suelo denso Suelo duro Suelo blando Suelo pobre Si no sabe, asumir D Riesgos geológicos: Licuefacción: si / <input type="checkbox"/> no / dnk Deslizamiento: si / <input type="checkbox"/> no / dnk Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de caída del edificio adyacente Irregularidades: <input type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad) <u>Irregularidad Geométrica y columna corta</u> <input type="checkbox"/> Planta (tipo) Peligros exteriores de caídas: <input type="checkbox"/> chimeneas sin refuerzos <input type="checkbox"/> revestimiento pesado o parapeto <input type="checkbox"/> chapa pesada <input type="checkbox"/> otros: <input type="checkbox"/> apéndices Comentarios: <input type="checkbox"/> Dibujos adicionales o comentarios en página separada															
Puntaje Básico, modificadores y puntaje final Nivel 1, SL1																			
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	
		MRF	BR	LM	RC	URM	INF	MRF	SW	INF	TU	FD	RD	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 Vertical 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 Vertical Moderada,		-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	-2.0	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 Nivel 1, SL1 ≥ Smin		2.9																	
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> parcial <input checked="" type="checkbox"/> todos los lados <input type="checkbox"/> aéreo Interior: <input type="checkbox"/> ninguna <input checked="" type="checkbox"/> visible <input type="checkbox"/> completo Revisión de planos: <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> no Fuente del tipo de suelo: <u>Tipo D</u> Fuente del peligro geológico: _____ Persona de contacto: _____ ¿INSPECCIÓN DE NIVEL 2 REALIZADA? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, puntuación final Nivel 2, SL2: <u>2.4</u> <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No										OTROS RIESGOS: ¿hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> potencial de golpeteo (a menos que SL2> corte, si se conoce) <input type="checkbox"/> riesgo de caída de un edificio adyacente más alto <input type="checkbox"/> riesgo geológico o suelo tipo F <input type="checkbox"/> daño/deterioro significativo del sistema estructural					ACCIÓN REQUERIDA ¿Evaluación detallada estructural requerida? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificio desconocido de FEMA u otro edificio <input type="checkbox"/> Si, el resultado es menor que el de corte <input checked="" type="checkbox"/> Si, presenta otros peligros <input type="checkbox"/> No ¿Evaluación detallada no estructural recomendada? <input type="checkbox"/> Si, los peligros no estructurales identificados deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales, pueden requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no hay peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK				
Cuando la información no pueda ser verificada se debe tener en cuenta: EST: estimado o poco fiable o DNK: no se sabe																			
Leyenda: MRF marco resistente a momento RC concreto reforzado URM INF mampostería de relleno no reforzada BR marco arriostrado SW muro de corte TU prefabricado MH casa manufacturada LM metal liviano FD diagrama flexible RD diafragma rígido																			


Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.1.2 Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes según Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (G5-NEC-15)

Una vez finalizada la evaluación se ha obtenido un valor de grado de vulnerabilidad de 2.2 y de acuerdo a los límites que instaura el formulario se establece que el edificio tiene una vulnerabilidad media, por lo que amerita una evaluación estructural más detallada (Pushover).

A continuación se muestra el formulario de evaluación completo con la información antes detallada:

Tabla 38 Formulario del edificio en estudio

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES																													
Revisar anexos de planos arquitectónicos y estructurales															DATOS DE LA EDIFICACIÓN														
															Dirección: Av. Los Chasquis y Río Payamino														
															Nombre de la edificación: CENTRO DE IDIOMAS														
															Sitio de referencia: UTA-Centro de Idiomas- Campus Huachi Chico														
															Tipo de uso: Educación							Fecha de evaluación: 07/10/2020							
															Año de construcción: 2011							Año de remodelación: 2018							
															Área construida (m ²): 465							Número de pisos: 6							
															DATOS DEL PROFESIONAL														
															Nombre del evaluador: Jhofre W. Caiza														
															C.I. 0504365800														
Registro SENESCYT																													
																													
TIPOLOGIA ESTRUCTURAL																													
Madera	W1	Pórtico hormigón armado			C1	Pórtico acero laminado			S1																				
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. armado con muros estructurales			C2	Pórtico acero laminado con diagonales			S2																				
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. armado con mampostería confinada sin refuerzo			C3	Pórtico acero doblado en frío			S3																				
Mixta acero-hormigón o mixta madera hormigón	MX								S4																				
		H. armado prefabricado			PC	Pórtico acero con paredes mampostería			S5																				
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S																													
Tipología del sistema estructural	W1	UR	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 4 pisos)	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	0.4	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5																
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																
CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																													
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2																
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0																
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1																
TIPO DE SUELO																													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-1.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4																
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6																
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-0.8	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8																
PUNTAJE FINAL, S																													
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA																													
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere																												
2.0>S-2.5	Media vulnerabilidad			x																									
S-2.5	Baja vulnerabilidad				Firma responsable de evaluación																								
OBSERVACIONES:																													

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.1.3 Análisis de vulnerabilidad física de edificaciones según Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos(G-SNGR)

La siguiente tabla muestra los resultados de la recolección de datos del capítulo anterior.

Tabla 39 Resultados del análisis según la G-SNGR

Variable de vulnerabilidad	Información del catastro	Amenaza sísmica	Factor de ponderación	Puntaje ante sismos
<i>Sistema estructural</i>	Mixta metálica/hormigón	1	1.2	1.2
<i>Tipo de material en paredes</i>	Pared de ladrillo	1	1.2	1.2
<i>Tipo de cubierta</i>	Losa de hormigón armado	0	1	0
<i>Sistema de entrepisos</i>	Losas de hormigón armado	0	1	0
<i>Número de pisos</i>	5 pisos o más	1	0.8	0.8
<i>Año de construcción</i>	Entre 1991 y 2016	0	1	0
<i>Estado de conservación</i>	Bueno	0	1	0
<i>Características del suelo bajo la edificación</i>	Firme, seco	0	0.8	0
<i>Topografía del sitio</i>	A nivel, terreno plano	0	0.8	0
<i>Forma de la construcción</i>	Regular	0	1.2	0
Nivel de vulnerabilidad física estructural del predio ante amenaza sísmica				3.2

Fuente: Jhofre W. Caiza

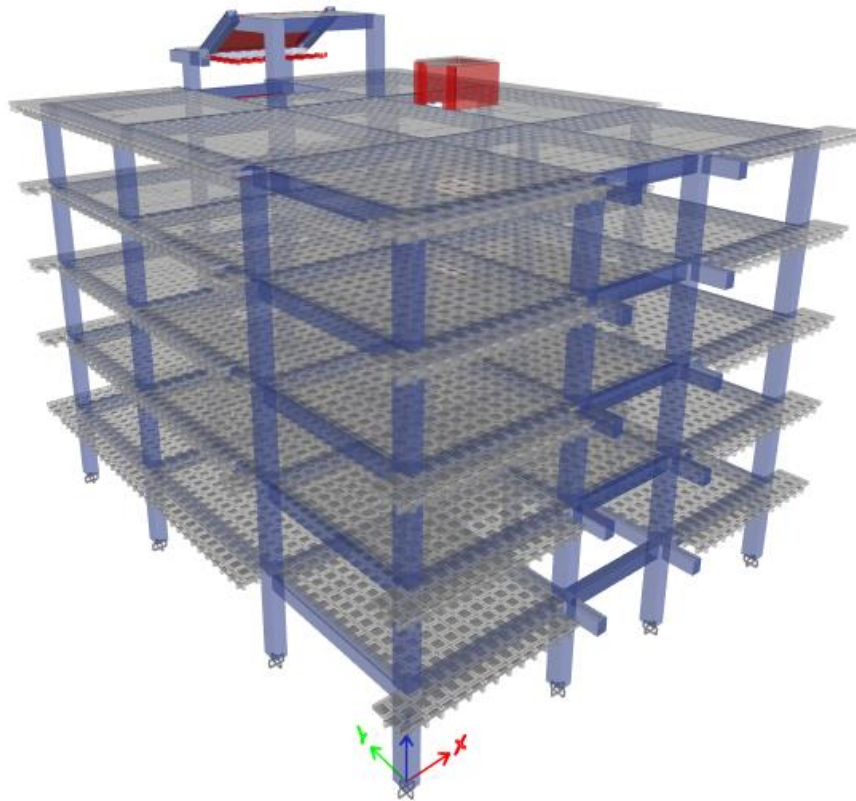
De acuerdo a la tabla de nivel de vulnerabilidad sísmica expuesta en el capítulo 1 y el resultado de la evaluación obtenida se establece que tiene un nivel bajo (3.2), sin embargo, esta metodología no toma en cuenta las irregularidades en planta y elevación, dimensiones de las secciones, ni características sismológicas del lugar de implantación, por lo que es necesario aplicar un análisis estructural más detallado del edificio.

3.1.2 Grado de Vulnerabilidad Sísmica – Metodología -Cuantitativa

3.1.2.1 Análisis Modal Espectral del edificio actual

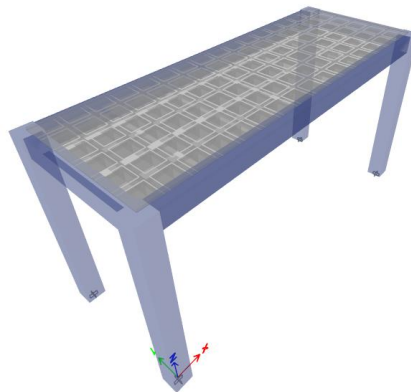
Una vez realizado el modelamiento y análisis de los dos bloques que conforman el edificio del Centro de Idiomas de Universidad Técnica de Ambato, con las secciones y elementos estructurales actuales presenta los siguientes resultados:

Figura 91 Modelado de la estructura. Bloque Principal



Fuente: Etabs

Figura 92 Modelado de la estructura. Bloque Secundario



Fuente: Etabs

3.1.2.1.1 Período de vibración fundamental

Según nuestra normativa indica que el período de la vibración en la primera dirección ortogonal de la estructura no debe superar en un 30% al período estimado inicialmente mediante la fórmula indicada en la norma NEC-DS-SE 2015 en el literal 6.3.3.

$$T_{a_1} = C_t * h n^\alpha \quad \text{Ec. 47}$$

$$T_{a_2}(\text{modal}) \leq 1.3(T_{a_1}) \quad \text{Ec. 48}$$

Tabla 40 Resultados de Período fundamental

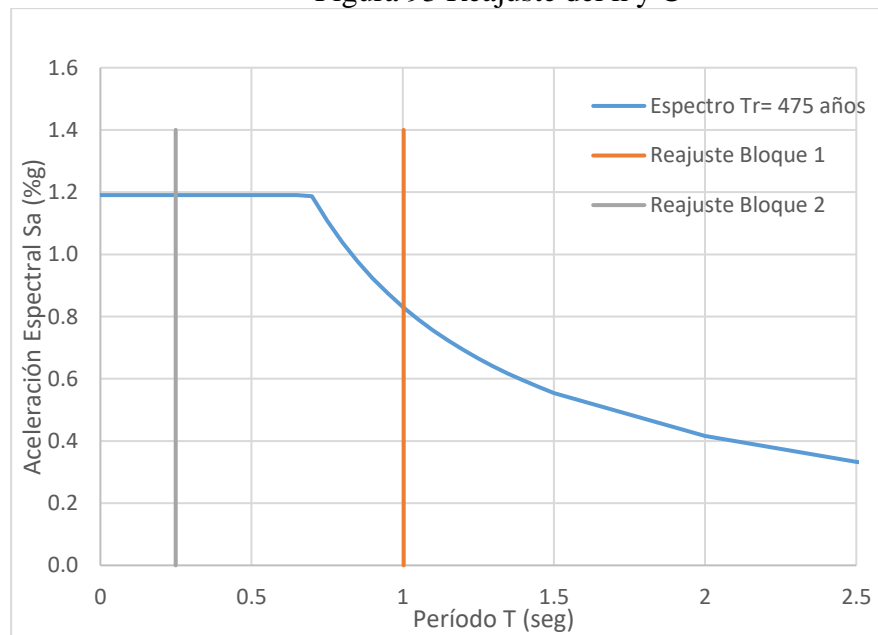
Bloque	Período NEC (Ta 1)	Análisis dominante	Período Modal (Ta 2)	Período Límite	Condición
Principal	0.509	Modal -X	1.003	0.6617	No Cumple
Secundario	0.208	Modal 0	0.249	0.2704	Cumple

Fuente: Jhofre W. Caiza

Los resultados muestran que el bloque secundario cumple con este parámetro mientras que el bloque principal no cumple con este parámetro, lo cual de manera inicial indica la necesidad de rigidizar la estructura.

Con los valores del período del análisis modal se debe recalibrar el coeficiente de cortante basal (C) y el factor de distribución de fuerzas (k) de los dos bloques.

Figura 93 Reajuste del k y C



Fuente: Jhofre W. Caiza

Una vez determinado el periodo real de la estructura este se interseca con el espectro de diseño para determinar el valor de la aceleración espectral correspondiente y con este valor se realiza la reducción de la carga sísmica para la obtención de los valores de C y k con reajuste.

Tabla 41 Reajuste de C y k. Bloque Principal

REAJUSTE		
Ta modal (s)	1.003	Etabs
Sa modal (%g)	0.829	
C modal (%g)	0.1346	
K modal	1.252	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 42 Reajuste de C y k. Bloque Secundario

REAJUSTE		
Ta modal (s)	0.249	Etabs
Sa modal (%g)	1.190	
C modal (%g)	0.1934	
K modal	1.000	

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.1.2 Participación modal de la masa

Aunque este parámetro no está normalizado en nuestra normativa, diversos autores y profesionales dedicados a la ingeniería estructural recomiendan garantizar que el movimiento de la masa de los dos primeros modos de vibración dominantes en cada dirección ortogonal sea traslacional mostrando una razón menor al 30% entre la rotación en Z y el mayor de los valores de desplazamiento en X o Y respectivo.

$$\%Rz = \frac{Rz}{\max(Ux;Uy)} \leq 30\% \quad \text{Ec. 49}$$

Tabla 43 Resultados de la Participación modal de la masa

Bloque	Modo	Ux	Uy	Rz	% Rz	Condición
Principal	1	0.0028	0.3991	0.5532	138.61	Rotacional
	2	0.7328	0.014	0.0006	0.08	Traslacional
	3	0.0137	0.3507	0.2565	73.14	Rotacional
Secundario	1	0.9826	0	0	0.00	Traslacional
	2	0	0.9997	0	0.00	Traslacional
	3	0	0	0.99	-	Rotacional

Fuente: Jhofre W. Caiza

De similar forma que el anterior parámetro se evidencia que el Bloque Secundario cumple con esta revisión mientras que el Bloque Principal no cumple mostrando una excesiva rotación en el primer modo de vibración, lo cual necesita ser corregido.

3.1.2.1.3 Acumulación de la masa modal

La NEC indica que para la validación del análisis modal se deben usar mínimo el número de modos necesarios para una participación de la masa modal acumulado de al menos el 90% de la masa total de la estructura según lo indica la NEC-DS-SE 2015 en el literal 6.2.2 sección C.

Tabla 44 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal. Bloque Principal

Bloque Principal		
Modo	SumUX	SumUY
1	0.0028	0.3991
2	0.0029	0.3992
3	0.003	0.3993
4	0.003	0.3994
5	0.003	0.3995
6	0.7358	0.4135
7	0.7358	0.4136
8	0.7494	0.7643
9	0.7494	0.7644
10	0.7494	0.7645
11	0.7494	0.7645
12	0.7496	0.7645
13	0.7496	0.7645
14	0.7498	0.7645
15	0.7498	0.7646
16	0.7498	0.7664
17	0.7504	0.7664
18	0.7505	0.7664
19	0.7506	0.8249
20	0.9133	0.8252
21	0.9134	0.9041
22	0.9135	0.9401
23	0.9135	0.9422
24	0.9143	0.9804
25	0.9879	0.9806

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 45 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal. Bloque Secundario

Bloque Secundario		
Mode	SumUX	SumUY
1	0.9826	0
2	0.9826	0.9997
3	0.9826	0.9997
4	0.9826	0.9997
5	0.9972	0.9997
6	0.9972	0.9998

Fuente: Jhofre W. Caiza

Para el Bloque Principal los resultados indican que son necesarios como mínimo 21 modos de vibración, sin embargo, se han considerado 25 con lo que cumple satisfactoriamente este parámetro.

De forma similar para el Bloque Secundario se evidencia la necesidad de 2 modos de vibración, pero se han considerado 6, lo cual logra un movimiento casi del 100% de la masa con lo que se cumple este parámetro.

Al cumplir este parámetro se evidencia que en el análisis el 98% (Bloque 1) y 100% (Bloque 2) de la masa total contribuye a la respuesta total de la estructura mediante los modos de vibración.

3.1.2.1.4 Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico

La normativa indica que para estructuras regulares el cortante basal dinámico debe ser de al menos el 80% del cortante basal estático, por lo que se debe hacer calibraciones al espectro de respuesta reducido para alcanzar como mínimo el valor que cumpla la condición de la NEC-SE-DS 2015 en el literal 6.2.2 sección B.

Tabla 46 Resultados y ajuste del VE vs VD. Bloque Principal

<i>Condición inicial</i>				
Cortante	Dirección	Valor	%	Condición
Estático (VE)	SE-X	294.4707		
	SE-Y	294.4707		
Dinámico (VD)	REDUC-ESPEC X -X	273.3643	92.83%	Cumple
	REDUC-ESPEC Y -X	204.1473	69.33%	No cumple
<i>Reajuste del espectro de respuesta</i>				
Cortante	Dirección	Valor	%	Condición
Estático (VE)	SE-X	294.4707		
	SE-Y	294.4707		
Dinámico (VD)	REDUC-ESPEC X -X	273.3643	92.83%	Cumple
	REDUC-ESPEC Y -X	235.6802	80.04%	Cumple

Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 47 Resultados y ajuste del VE vs VD. Bloque Secundario

<i>Condición inicial</i>				
Cortante	Dirección	Valor	%	Condición
Estático (VE)	SE-X	4.6262		
	SE-Y	4.6262		
Dinámico (VD)	REDUC-ESPEC X	4.5523	98.40%	Cumple
	REDUC-ESPEC Y	4.6352	100.19%	Cumple

Fuente: Jhofre W. Caiza

El bloque Principal inicialmente no cumplía con este parámetro por lo que fue necesario realizar el reajuste para la dirección Y, mientras que el Bloque Secundario cumple este apartado sin necesidad de realizar el reajuste.

3.1.2.1.5 Derivas de piso

En base al tipo de sistema estructural nuestra normativa establece un límite de deriva inelástica del 2% para este proyecto según lo determina la NEC-SE-DS 2015 en el literal 4.2.2.

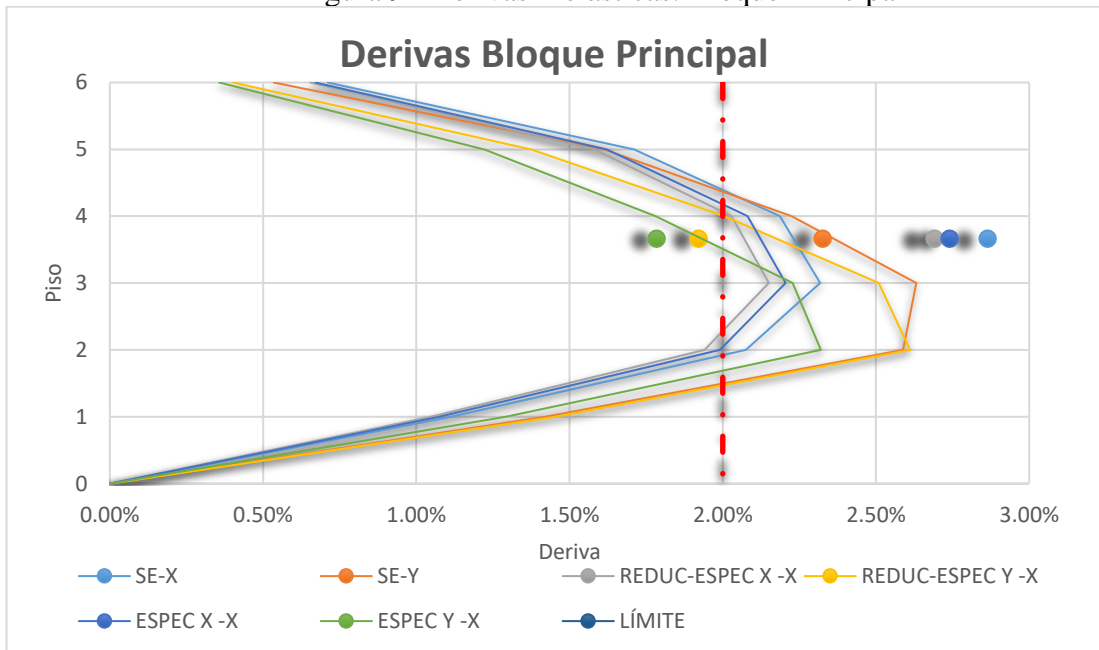
Tabla 48 Derivas Inelásticas. Bloque Principal

Piso	Derivas Elásticas				Derivas Inelásticas					
	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X -X	REDUC-ESPEC Y -X	ESPEC X -X	ESPEC Y -X	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X -X	REDUC-ESPEC Y -X
6	0.001186	0.000891	0.00109	0.00067	0.67%	0.36%	0.71%	0.53%	0.65%	0.40%
5	0.002852	0.002689	0.002636	0.002293	1.62%	1.22%	1.71%	1.61%	1.58%	1.38%
4	0.003644	0.003706	0.003381	0.00334	2.08%	1.78%	2.19%	2.22%	2.03%	2.00%
3	0.003863	0.004386	0.003584	0.004181	2.21%	2.23%	2.32%	2.63%	2.15%	2.51%
2	0.00346	0.004314	0.003235	0.004352	1.99%	2.32%	2.08%	2.59%	1.94%	2.61%
1	0.001855	0.002367	0.001747	0.002423	1.08%	1.29%	1.11%	1.42%	1.05%	1.45%
Base	0	0	0	0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Jhofre W. Caiza

Al graficar la tabla anterior, los pisos en las ordenadas y las derivas en las abscisas se obtiene la siguiente figura que evidencia de manera gráfica que el límite de la deriva inelástica es superado para todos los casos en el Bloque Principal.

Figura 94 Derivas Inelásticas. Bloque Principal



Fuente: Jhofre W. Caiza

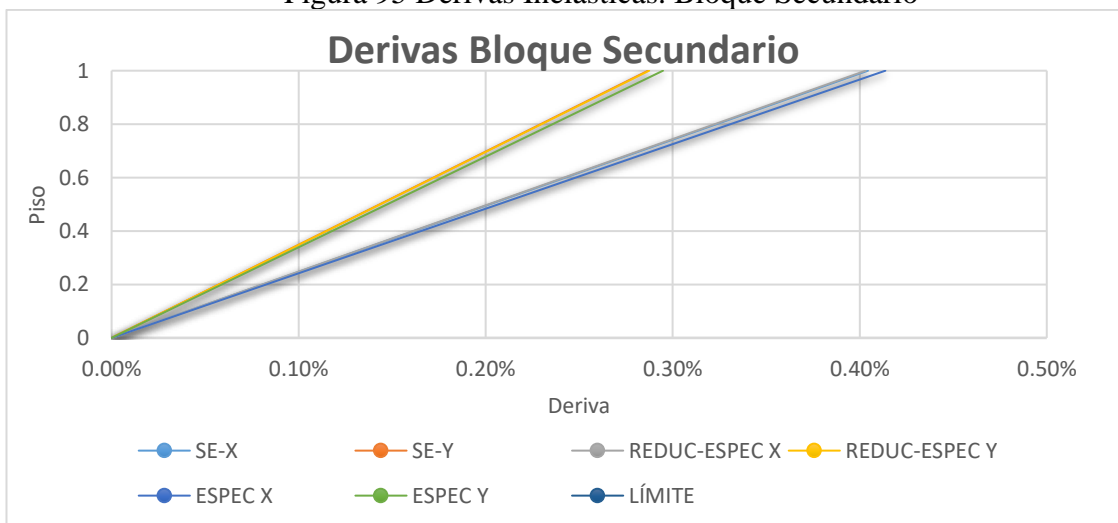
Tabla 49 Derivas Inelásticas. Bloque Secundario

Piso	Derivas Elásticas				Derivas Inelásticas					
	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X	REDUC-ESPEC Y	ESPEC X	ESPEC Y	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X	REDUC-ESPEC Y
1	0.000674	0.000478	0.000672	0.000479	0.41%	0.29%	0.40%	0.29%	0.40%	0.29%
Base	0	0	0	0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Jhofre W. Caiza

De igual forma se grafica los resultados de la tabla anterior demuestran que se cumple este parámetro para el Bloque Secundario.

Figura 95 Derivas Inelásticas. Bloque Secundario



Fuente: Jhofre W. Caiza

Las tablas y figuras anteriores muestran que el Bloque Principal sobre pasa el límite del 2% para todos los casos y en ambas direcciones, mientras que el Bloque Secundario satisface completamente este límite con derivas inferiores al 0.5%.

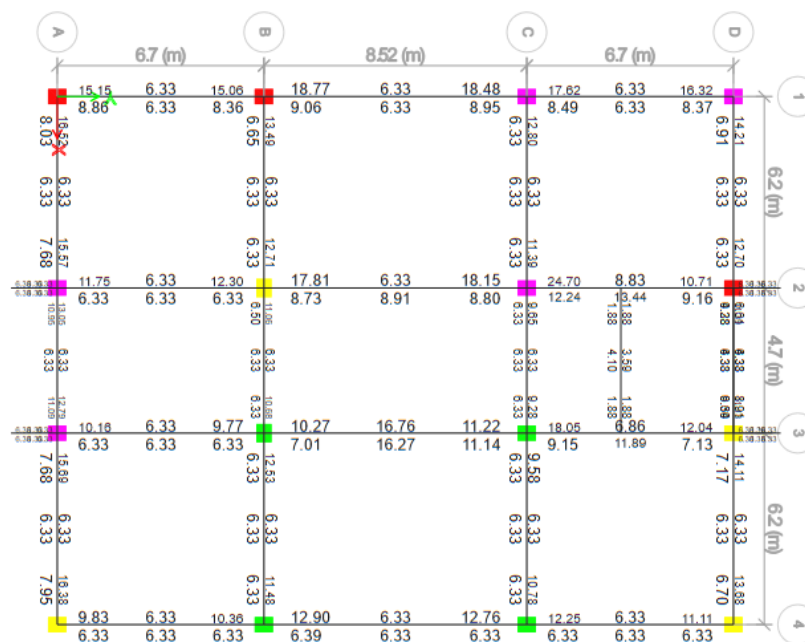
3.1.2.1.6 Verificación del Diseño de los elementos estructurales actuales (Sin reforzamiento).

Aunque es evidente para el Bloque Principal que, al no cumplir con los parámetros antes descritos, el diseño de los elementos estructurales no llega a satisfacer los esfuerzos a los está sometido cada elemento, se verifica el diseño para tomar como punto de partida para saber que elementos reforzar.

Vigas

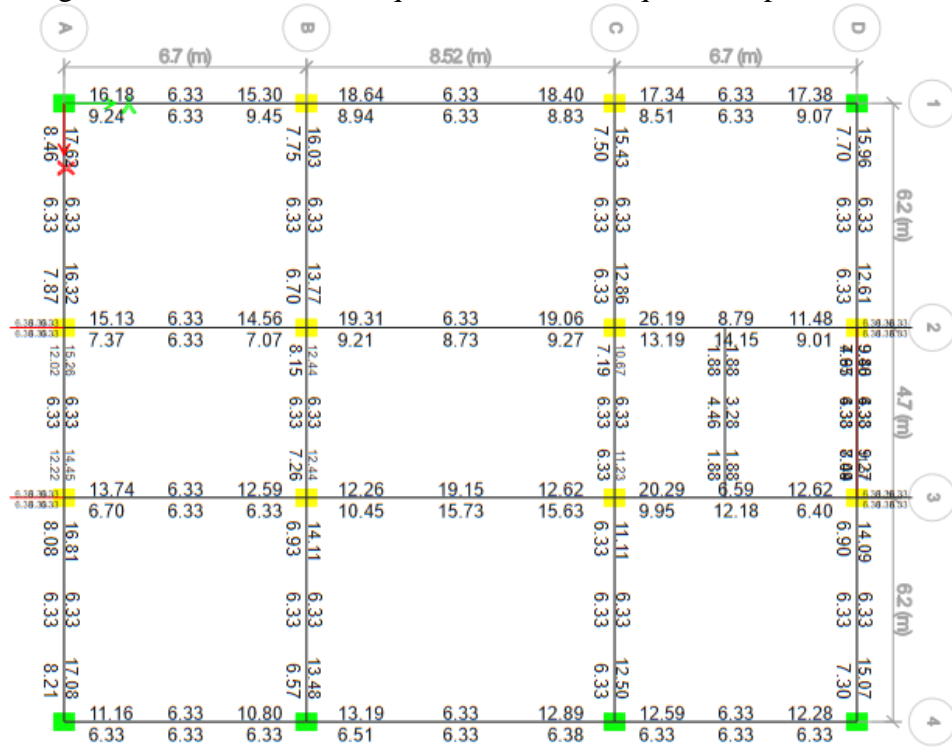
Para este tipo de elemento estructural se ha desarrollado una tabla (ver Anexo 4) que muestra las áreas de acero de cada viga, inicio y final, parte superior e inferior y mediante la comparación del área de acero requerido por el análisis en el programa y la tabla antes mencionada da como resultado que para el Bloque Principal más del 50% de vigas no cumplen con el acero requerido; mientras que para el Bloque Secundario se cumple con el área de acero requerido por el análisis, esto hace reflejo de los resultados de los chequeos antes realizados.

Figura 96 Áreas de acero requerido Piso 1. Bloque Principal



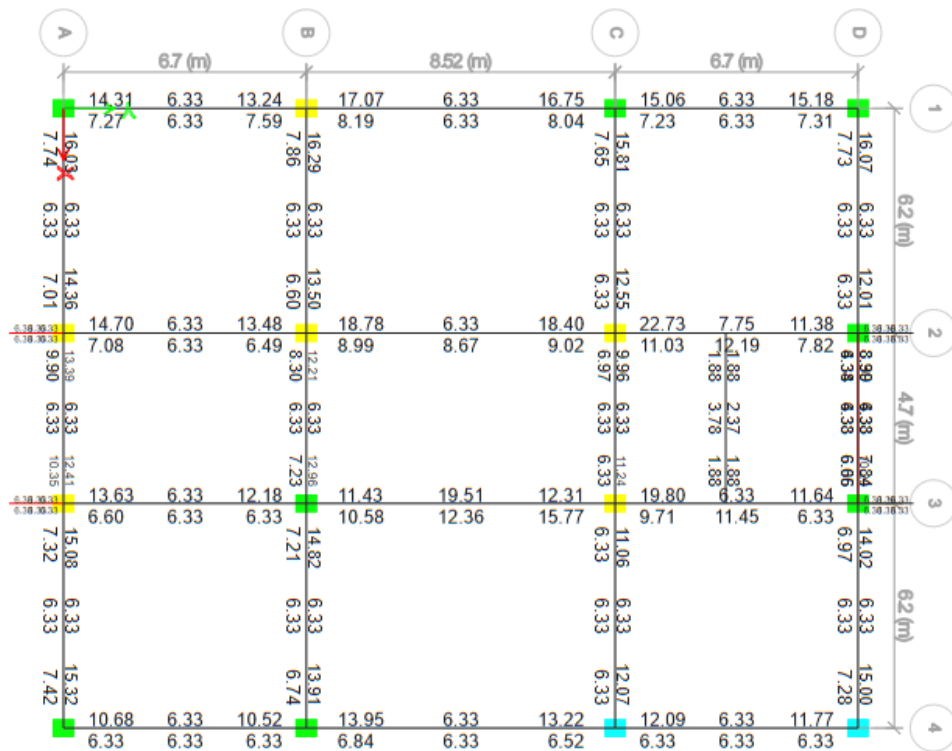
Fuente: Etabs

Figura 97 Áreas de acero requerido Piso 2. Bloque Principal



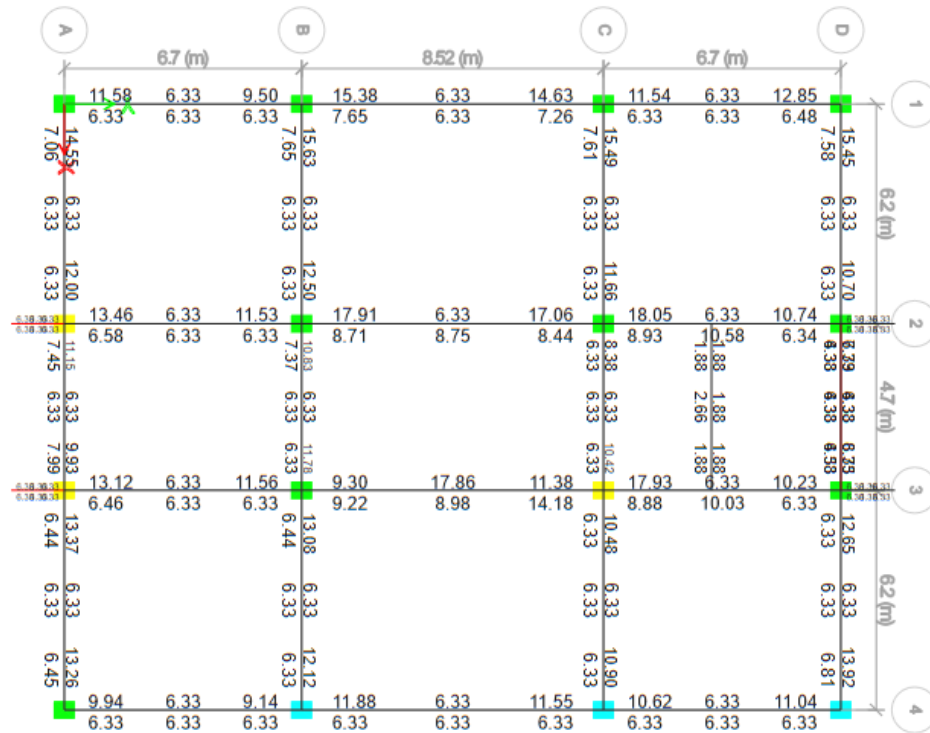
Fuente: Etabs

Figura 98 Áreas de acero requerido Piso 3. Bloque Principal



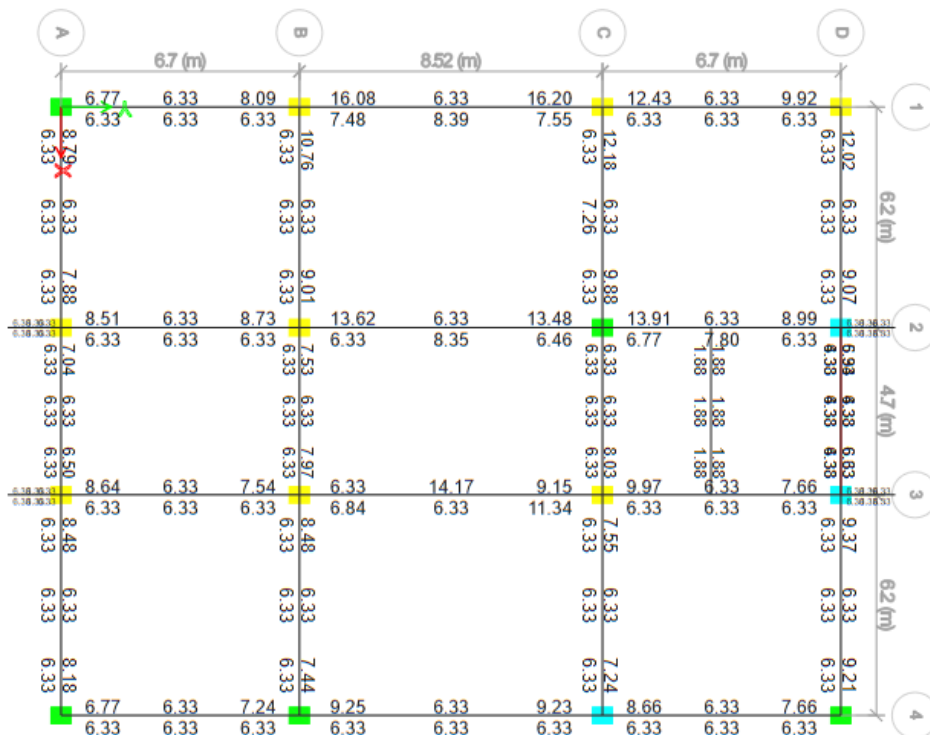
Fuente: Etabs

Figura 99 Áreas de acero requerido Piso 4. Bloque Principal



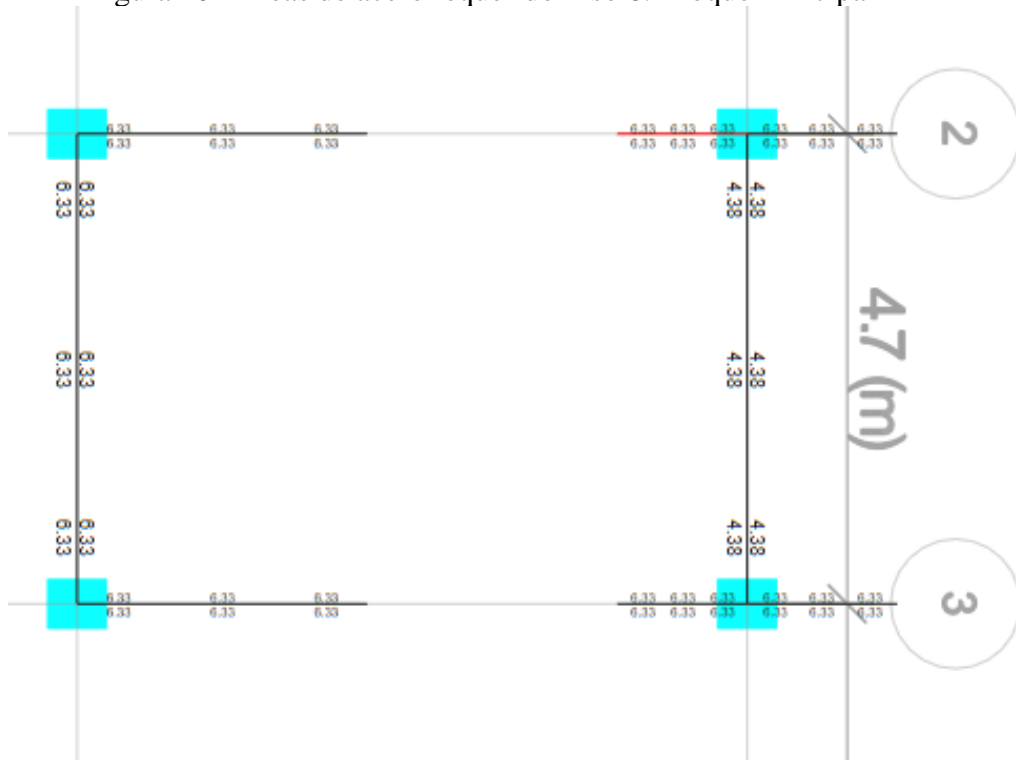
Fuente: Etabs

Figura 100 Áreas de acero requerido Piso 5. Bloque Principal



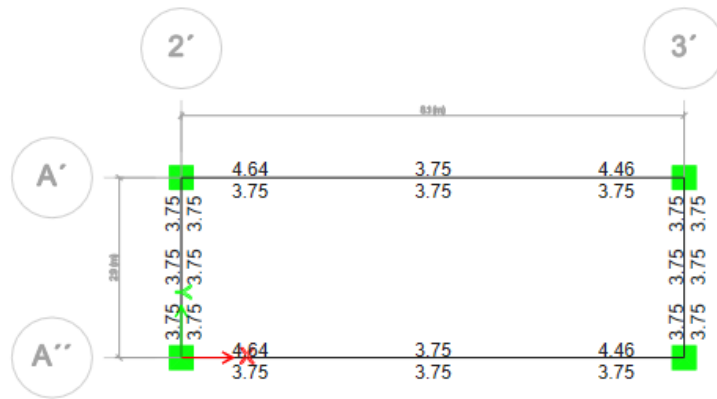
Fuente: Etabs

Figura 101 Áreas de acero requerido Piso 6. Bloque Principal



Fuente: Etabs

Figura 102 Áreas de acero requerido Piso 1. Bloque Secundario



Fuente: Etabs

Con respecto al acero transversal se verifica que más del 90% cumple con al acero requerido, teniendo un acero transversal real de $0.157 \text{ cm}^2/\text{cm}$ en las aproximaciones a las uniones viga-columna y de $0.079 \text{ cm}^2/\text{cm}$ en las partes centrales de cada tramo de viga.

Columnas

Para las columnas se ha verificado en base a los factores de demanda / capacidad, previo el ingreso del área de acero en los elementos columna.

Figura 103 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Bloque Principal

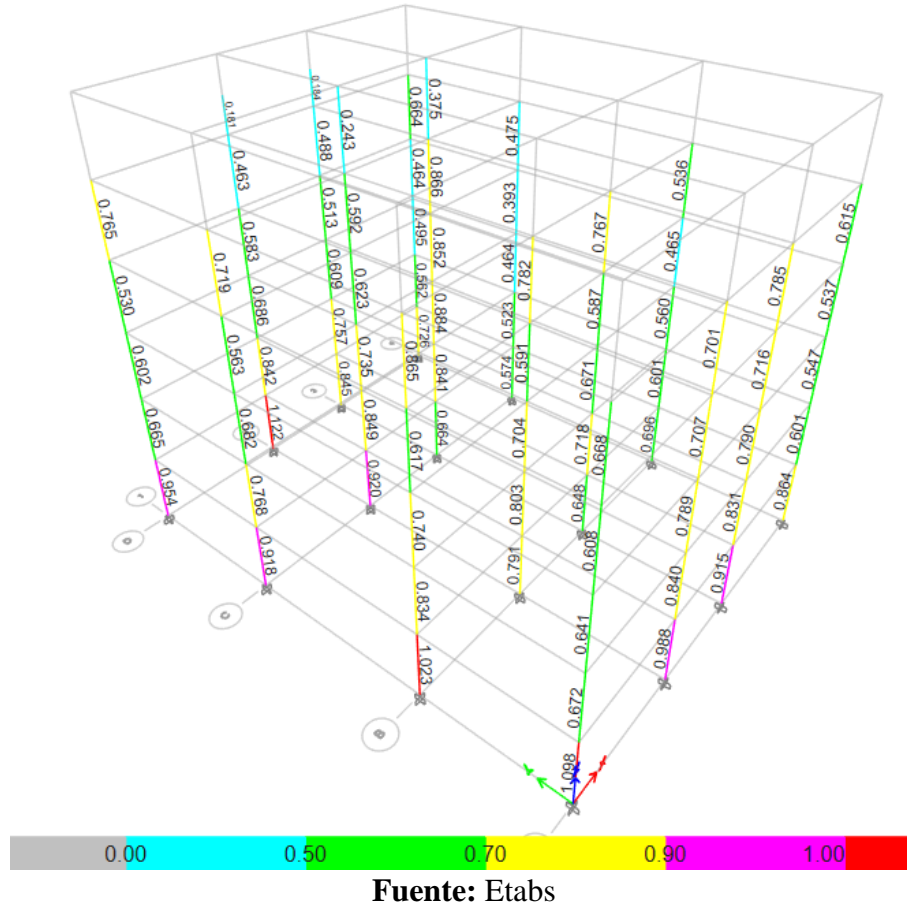
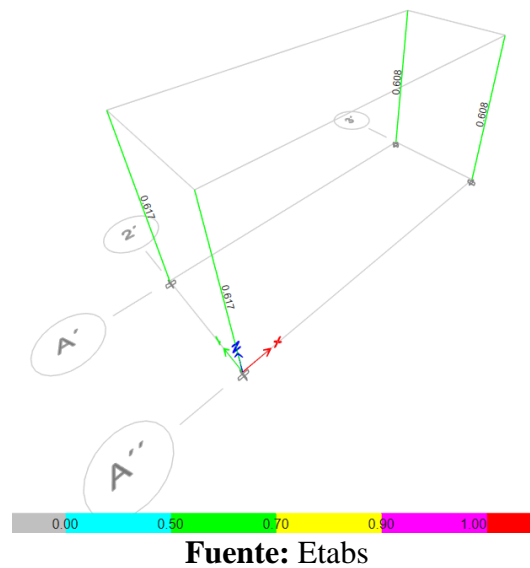


Figura 104 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Bloque Secundario

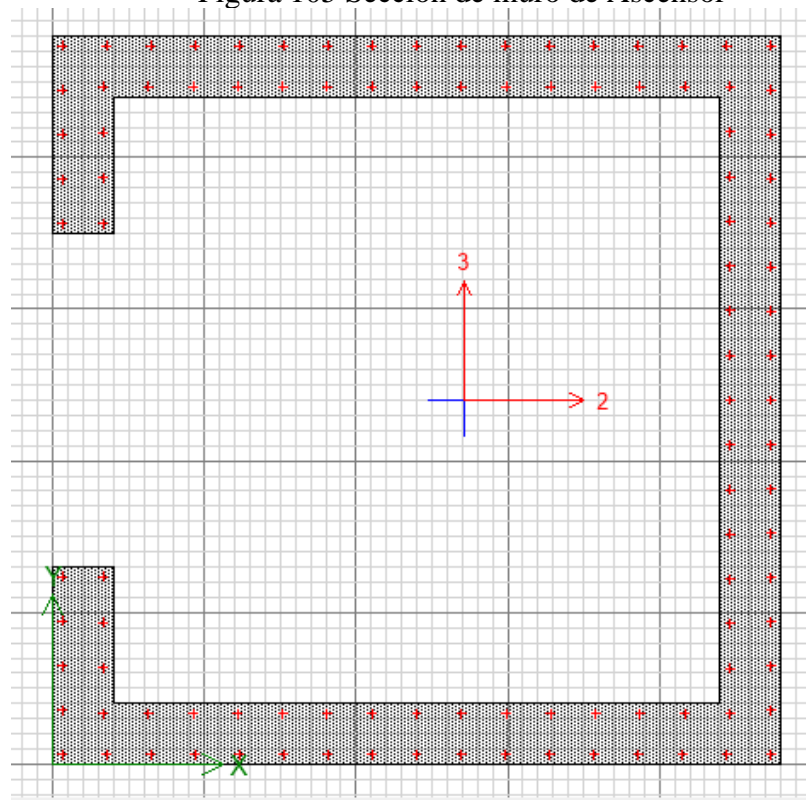


Las anteriores figuras exponen que en el Bloque Principal, 3 columnas (rojo) superan el límite del factor de 1 y 5 columnas (magenta) están cercanas al límite; mientras que en el Bloque Secundario todas las columnas tienen factores menores a 0.7. De similar forma a las vigas, más del 95% de las columnas cumple con el acero transversal requerido.

Muros estructurales

De similar forma a las columnas se ha verificado el diseño de los muros que forman el ducto del ascensor mediante factores de Demanda/Capacidad para lo cual primero se ingresó una sección que incluye el acero de refuerzo longitudinal real para su análisis.

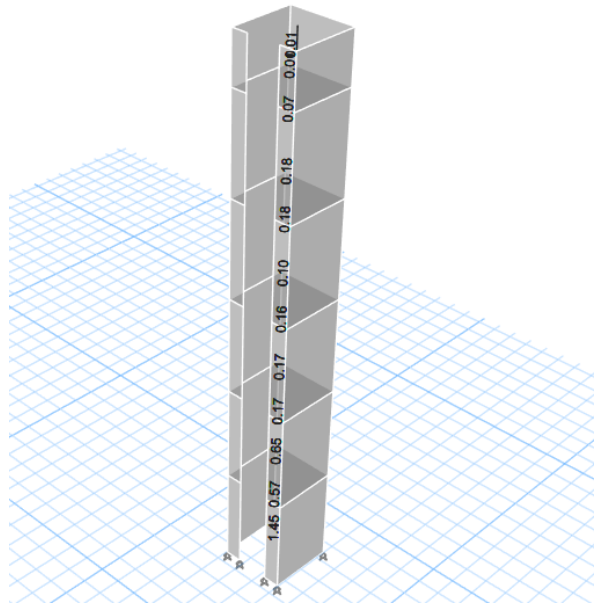
Figura 105 Sección de muro de Ascensor



Fuente: Etabs

La figura muestra la disposición de acero longitudinal como se indica en la tabla 19 para la verificación del diseño en base a los planos estructurales del edificio.

Figura 106 Factores Demanda/Capacidad para muros



Fuente: Etabs

Tabla 50 Factores Demanda / Capacidad del muro del Ascensor.

Piso	Ubicación	D/C Ratio	Acero transversal (cm ² /cm)
Story6	Top	0.01	0.05
Story6	Bottom	0.01	0.05
Story5	Top	0.07	0.05
Story5	Bottom	0.18	0.05
Story4	Top	0.18	0.05
Story4	Bottom	0.10	0.05
Story3	Top	0.16	0.08
Story3	Bottom	0.17	0.08
Story2	Top	0.17	0.1
Story2	Bottom	0.65	0.1
Story1	Top	0.57	0.15
Story1	Bottom	1.45	0.15

Fuente: Etabs

La figura y tabla anterior muestra que los factores de Demanda/Capacidad son inferiores a la unidad a excepción del piso 1 parte inferior que muestra un exceso de demanda del 45%, con respecto al acero transversal se obtiene que el acero real es de 0.21 cm²/cm y resulta ser mayor al requerido.

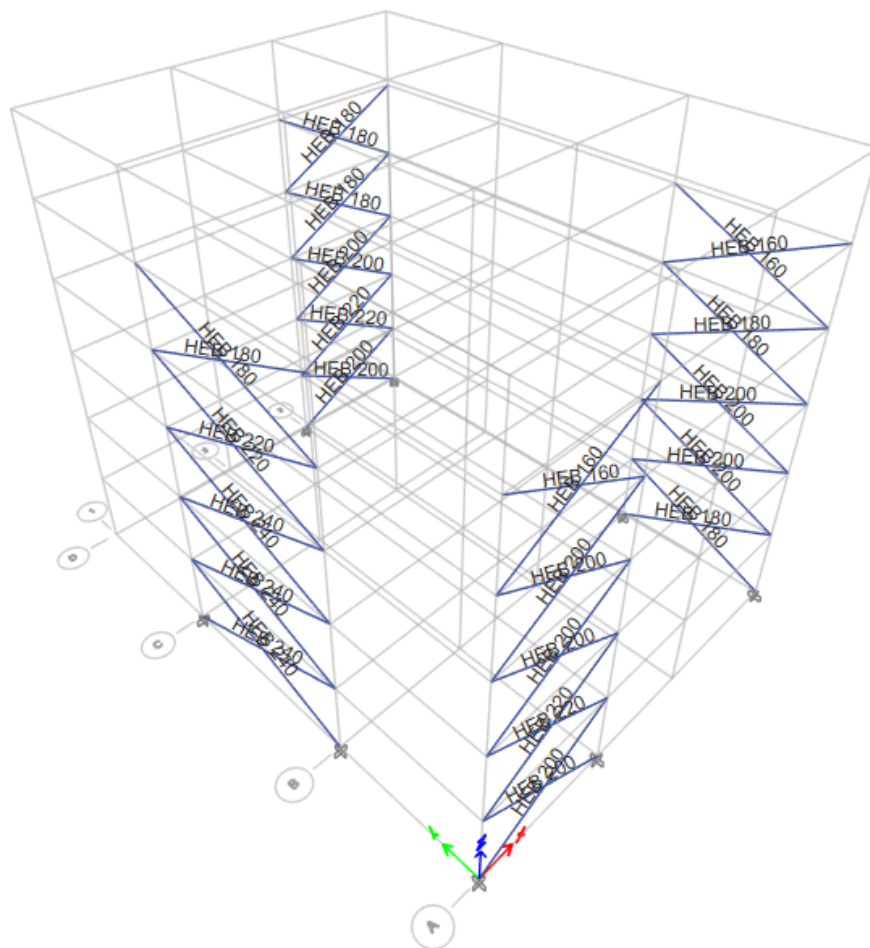
Una vez realizado el análisis de la estructura y verificación del diseño de los dos bloques resulta ser necesario para el Bloque Principal el reforzamiento estructural a nivel global y local a fin de cumplir con los chequeos que determina la normativa con

el fin de cumplir con un diseño sismo resistente, mientras que para el Bloque Secundario no es necesario ninguna acción.

3.1.2.2 Propuesta de reforzamiento

Para cumplir con los chequeos normativos de la NEC se hace necesario rigidizar la estructura a fin de bajar el periodo de vibración, garantizar un fator de rotación menor al 30%, establecer las derivas bajo el límite establecido y cumplir con el diseño de los elementos estructurales. De forma global se ha recurrido al empleo de arriostramientos concéntricos en X de acero dispuestos de la siguiente forma:

Figura 107 Disposición de Arriostramientos



Fuente: Etabs

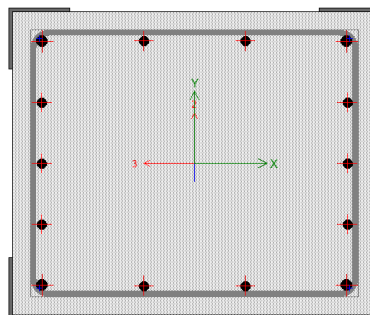
Y de forma local para cumplir con los factores de Demanda/Capacidad de las columnas es necesario reforzar mediante el encamisado con ángulos y platinas de acero las siguientes columnas del primer piso.

Figura 108 Ubicación de Columnas con reforzamiento



Fuente: Etabs

Figura 109 Detalle de reforzamiento de columnas



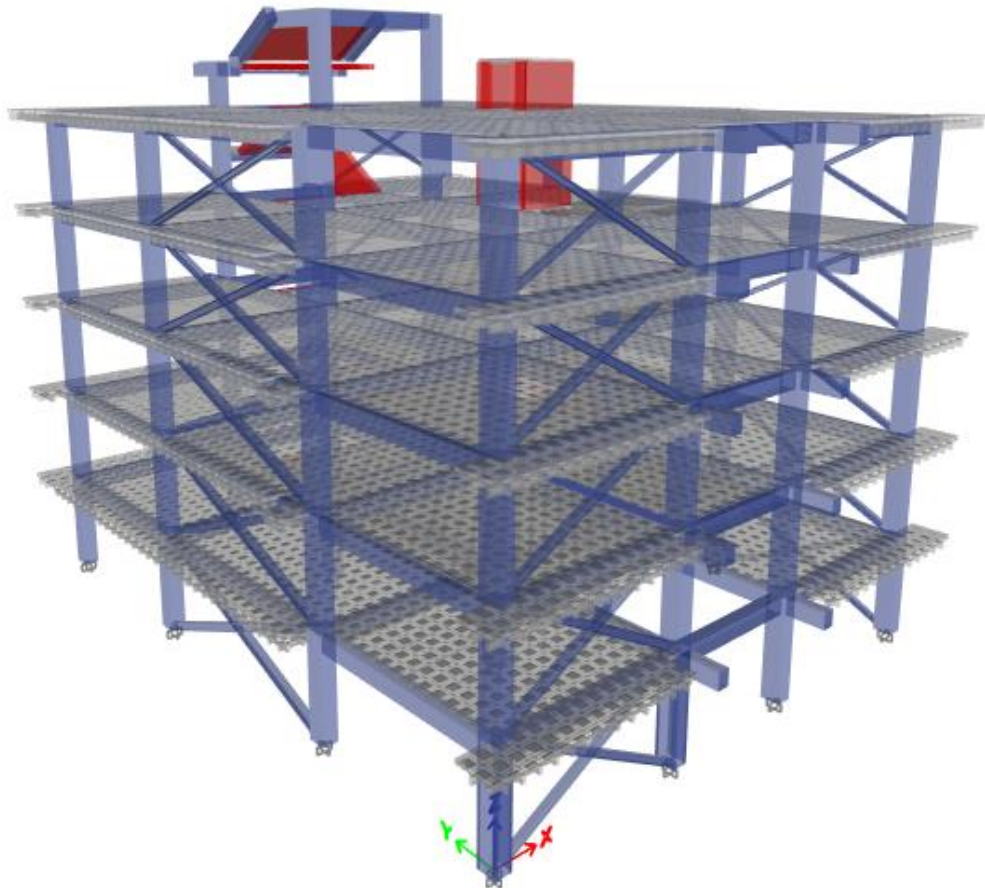
Fuente: Etabs

El reforzamiento consiste en la colocación de 4 ángulos (AL 100x6) en cada esquina y el confinamiento por medio de platinas de 50mm de ancho con espesor de 6mm a cada 30 cm a lo largo del elemento.

3.1.2.3 Análisis Modal Espectral del edificio reforzado

Una vez modelado el reforzamiento global y local se procede con el análisis que muestra los siguientes resultados:

Figura 110 Modelado del Edificio con el reforzamiento



Fuente: Etabs

3.1.2.3.1 Periodo de vibración fundamental

Tabla 51 Periodo fundamental del edificio reforzado

Bloque	Periodo NEC (T_a 1)	Análisis dominante	Periodo Modal (T_a 2)	Periodo Límite	Condición
Principal	0.509	Modal +Y	0.521	0.6617	Cumple

Fuente: Jhofre W. Caiza

Con el reforzamiento se evidencia el cumplimiento de este parámetro normativo. Con el valor del periodo del análisis modal se debe recalibrar el coeficiente de cortante basal (C) y el factor de distribución de fuerzas (k).

Tabla 52 Reajuste de C y k. Edificio reforzado

REAJUSTE		Etabs
Ta modal (s)	0.521	
Sa modal (%g)	1.190	
C modal (%g)	0.1934	
K modal	1.011	

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.3.2 Participación modal de la masa

Tabla 53 Participación modal de la masa del edificio reforzado

Bloque	Modo	Ux	Uy	Rz	% Rz	Condición
Principal	1	0.7078	0.0209	0.0678	9.58	Traslacional
	2	0.0203	0.7542	0.0044	0.58	Traslacional
	3	0.0202	0.0002	0.7186	-	Rotacional

Fuente: Jhofre W. Caiza

Con la implementación del reforzamiento se logra hacer que el % de rotación en los dos primeros modos de vibración sea menor al 30 %.

3.1.2.3.3 Acumulación de la masa modal

Tabla 54 Resultados de la Acumulación de la Masa Modal del edificio reforzado

Edificio Reforzado		
Modo	SumUX	SumUY
1	1.65E-05	6.19E-06
2	1.71E-05	6.21E-06
3	1.73E-05	6.38E-06
4	1.76E-05	2.38E-05
5	1.76E-05	2.38E-05
6	3.46E-05	3.90E-05
7	0.0001	4.65E-05
8	0.0001	0.0001
9	0.0001	0.0001
10	0.0098	0.0002
11	0.7175	0.0211
12	0.7253	0.0211
13	0.7457	0.7753
14	0.7457	0.7773
15	0.7461	0.7808
16	0.7476	0.7821
17	0.7677	0.7823
18	0.768	0.7823
19	0.7681	0.7824
20	0.7685	0.8168
21	0.8844	0.817
22	0.8845	0.9664
23	0.8846	0.9665

24	0.891	0.9715
25	0.9805	0.9718

Fuente: Jhofre W. Caiza

En esta ocasión se resulta ser necesario 25 modos de vibración para obtener una participación modal de la masa acumulada mayor al 90%.

3.1.2.3.4 Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico

Tabla 55 Resultados y ajuste del VE vs VD de edificio reforzado

<i>Condición inicial</i>				
Cortante	Dirección	Valor	%	Condición
Estático (VE)	SE-X	426.4312		
	SE-Y	426.4312		
Dinámico (VD)	REDUC-ESPEC X +Y	324.2212	76.03%	No cumple
	REDUC-ESPEC Y +Y	342.5782	80.34%	Cumple
<i>Reajuste del espectro de respuesta</i>				
Cortante	Dirección	Valor	%	Condición
Estático (VE)	SE-X	426.4312		
	SE-Y	426.4312		
Dinámico (VD)	REDUC-ESPEC X +Y	341.1805	80.01%	Cumple
	REDUC-ESPEC Y +Y	342.5782	80.34%	Cumple

Fuente: Jhofre W. Caiza

Para este parámetro fue necesario realizar el reajuste del espectro reducido de diseño para alcanzar en 80% en la dirección del modelo.

3.1.2.3.5 Derivas de piso

Tabla 56 Derivas Inelásticas. Edificio reforzado

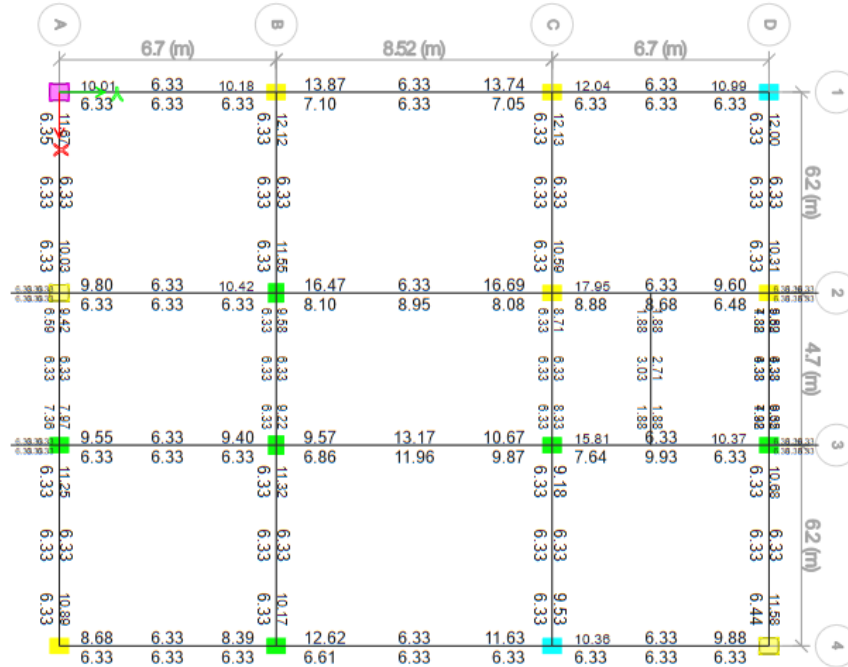
Piso	Derivas Elásticas				Derivas Inelásticas					
	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X +Y	REDUC-ESPEC Y +Y	ESPEC X +Y	ESPEC Y +Y	SE-X	SE-Y	REDUC-ESPEC X +Y	REDUC-ESPEC Y +Y
6	0.000537	0.000538	0.000449	0.00043	0.28%	0.26%	0.32%	0.32%	0.27%	0.26%
5	0.001402	0.001156	0.00117	0.000972	0.72%	0.60%	0.84%	0.69%	0.70%	0.58%
4	0.001629	0.001365	0.00146	0.001122	0.90%	0.69%	0.98%	0.82%	0.88%	0.67%
3	0.001673	0.001447	0.001496	0.001182	0.92%	0.73%	1.00%	0.87%	0.90%	0.71%
2	0.001582	0.001492	0.001428	0.001189	0.88%	0.73%	0.95%	0.90%	0.86%	0.71%
1	0.00112	0.001068	0.000998	0.000855	0.61%	0.53%	0.67%	0.64%	0.60%	0.51%
Base	0	0	0	0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.3.6 Verificación del Diseño de los elementos estructurales

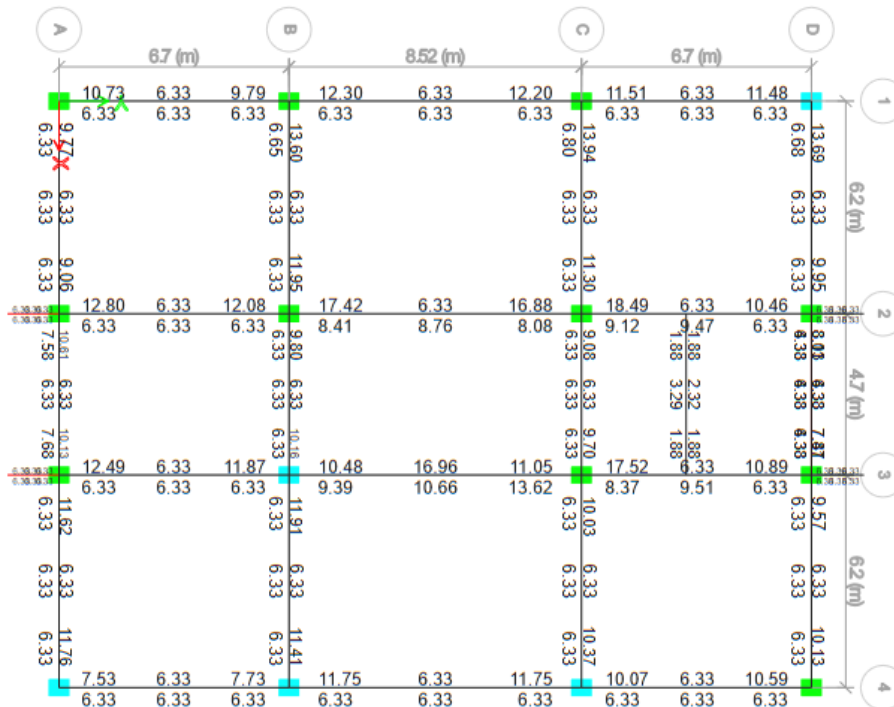
Vigas

Figura 111 Áreas de acero requerido Piso 1. Edificio reforzado



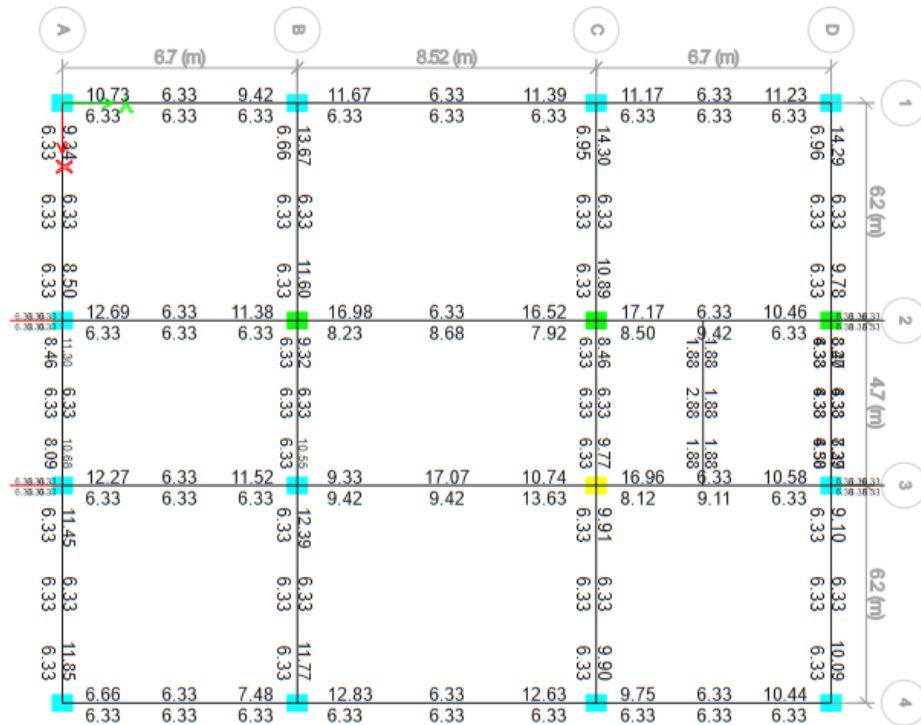
Fuente: Etabs

Figura 112 Áreas de acero requerido Piso 2. Edificio reforzado



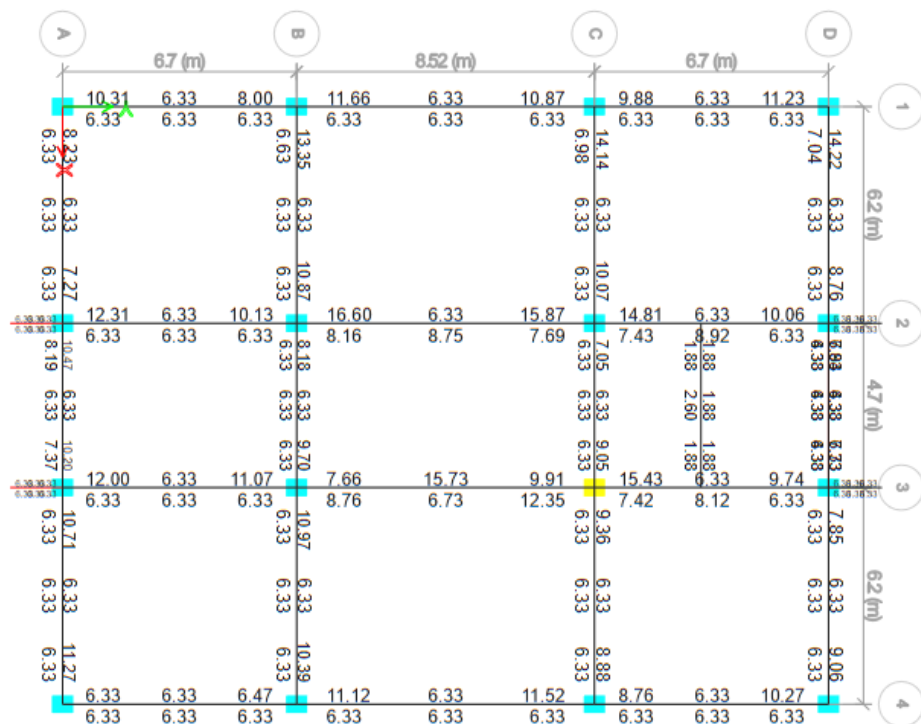
Fuente: Etabs

Figura 113 Áreas de acero requerido Piso 3. Edificio reforzado



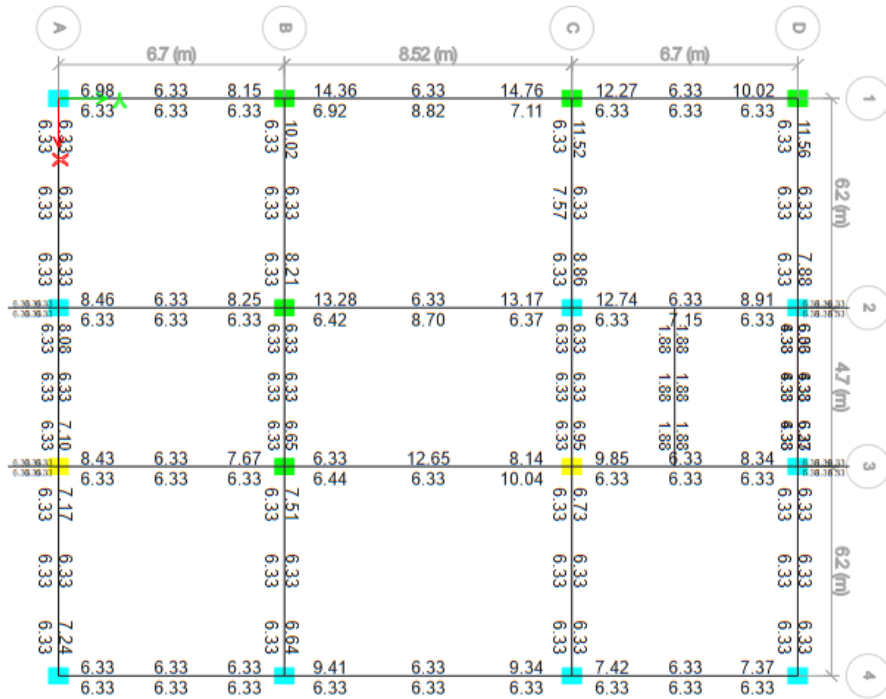
Fuente: Etabs

Figura 114 Áreas de acero requerido Piso 4. Edificio reforzado



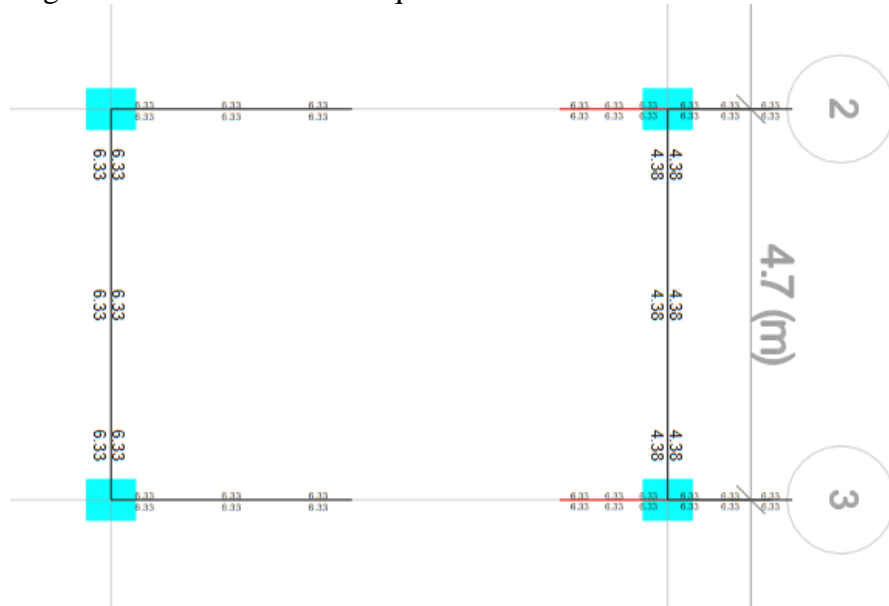
Fuente: Etabs

Figura 115 Áreas de acero requerido Piso 5. Edificio reforzado



Fuente: Etabs

Figura 116 Áreas de acero requerido Piso 6. Edificio reforzado



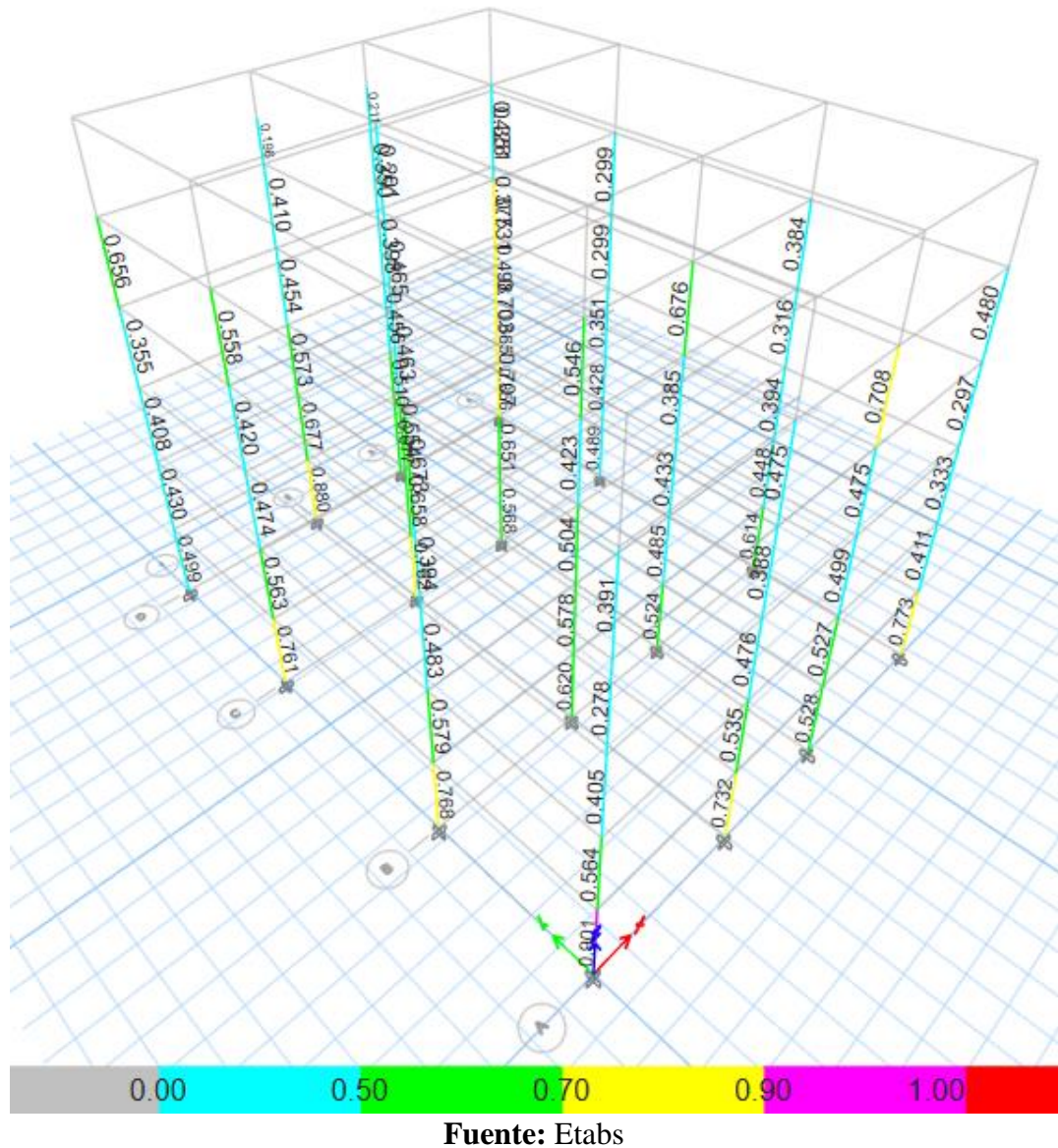
Fuente: Etabs

Como reflejo del cumplimiento de los anteriores parámetros normativos el acero requerido en vigas disminuye y se verifica con el acero real del Anexo 4. El acero transversal cumple en todos los elementos con áreas de acero menores a $0.157\text{cm}^2/\text{cm}$

en las aproximaciones a las uniones viga-columna y 0.079 cm²/cm en las partes centrales de cada tramo de viga.

Columnas

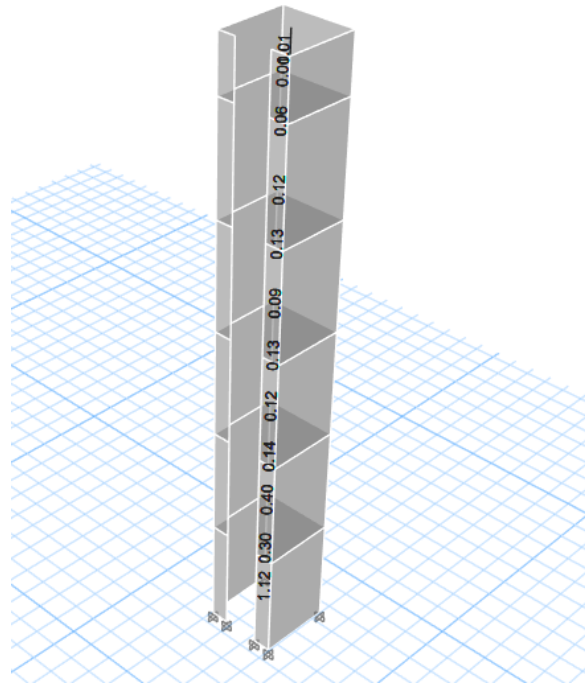
Figura 117 Factores Demanda/Capacidad para columnas. Edificio reforzado



En esta ocasión todas las columnas presentan factores Demanda / Capacidad menores a 1, con lo que se verifica que las columnas son capaces de soportar los esfuerzos dinámicos que se espera.

Muros Estructurales

Figura 118 Factores Demanda/Capacidad para muros. Edificio Reforzado



Fuente: Etabs

Tabla 57 Factores Demanda / Capacidad del muro del Ascensor. Edificio Reforzado

Piso	Ubicación	D/C Ratio	Acero transversal (cm ² /cm)
Story6	Top	0.01	0.05
Story6	Bottom	0.01	0.05
Story5	Top	0.06	0.05
Story5	Bottom	0.12	0.05
Story4	Top	0.13	0.05
Story4	Bottom	0.09	0.05
Story3	Top	0.13	0.05
Story3	Bottom	0.12	0.05
Story2	Top	0.14	0.07
Story2	Bottom	0.4	0.07
Story1	Top	0.3	0.14
Story1	Bottom	1.12	0.14

Fuente: Etabs

Al verificar el diseño se evidencia un notable decremento de los factores Demanda/Capacidad sobre los muros del ducto del ascensor, de igual forma el acero transversal cumple satisfactoriamente con valores calculados menores al real de 0.21cm²/cm.

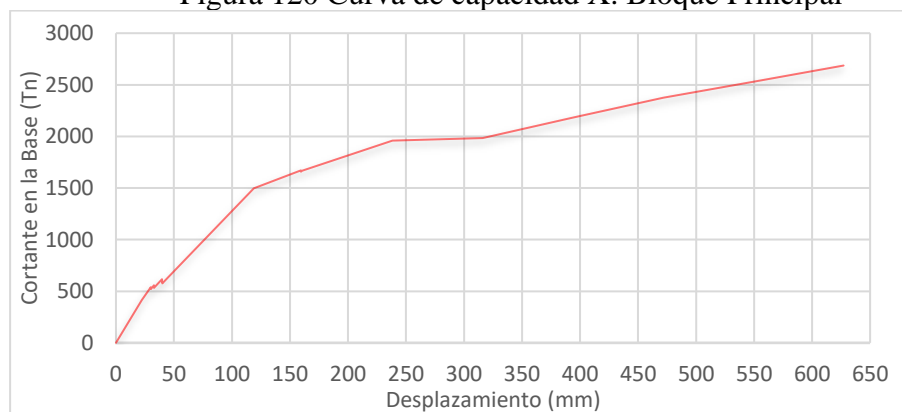
3.1.2.4 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

3.1.2.4.1 Curvas de capacidad

La curva de capacidad de una estructura es una curva de fuerza – desplazamiento que representa la resistencia a carga lateral y la relación con su respectivo desplazamiento lateral. Estas curvas se obtienen mediante la aplicación de una carga lateral monotónica incremental a los centros de masa de cada piso de la estructura hasta llegar al colapso de la misma y determina coloquialmente que tanta fuerza es capaz de resistir la estructura mientras se deforma hasta llegar a la pérdida total de la rigidez del edificio.

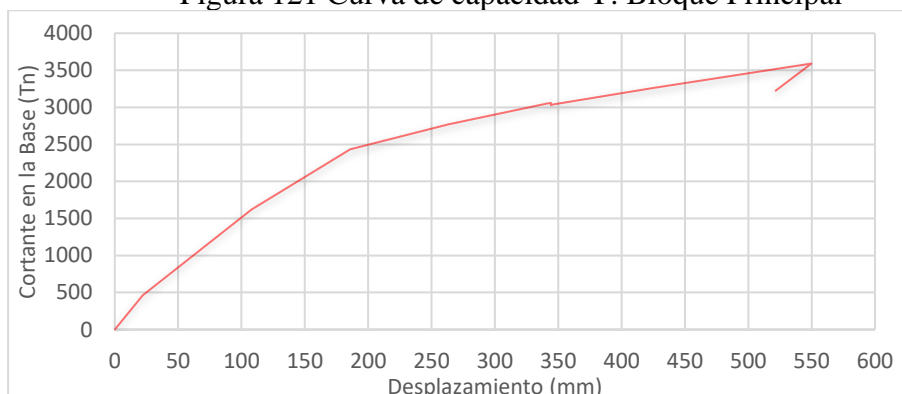
Bloque Principal

Figura 120 Curva de capacidad X. Bloque Principal



Fuente: Jhofre W. Caiza

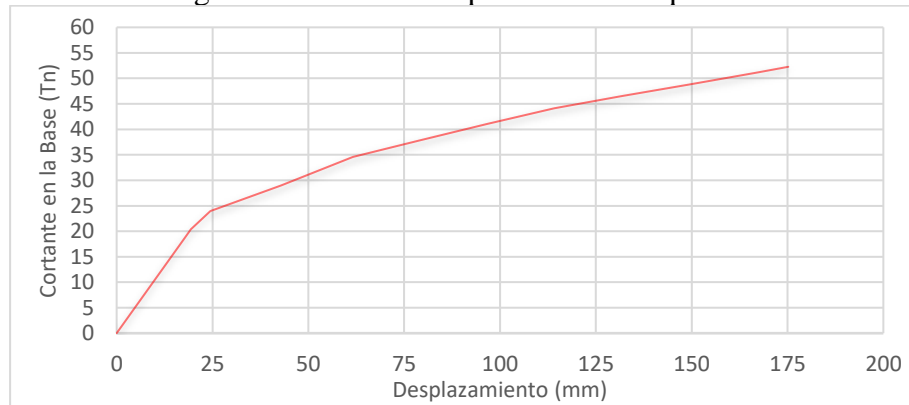
Figura 121 Curva de capacidad Y. Bloque Principal



Fuente: Jhofre W. Caiza

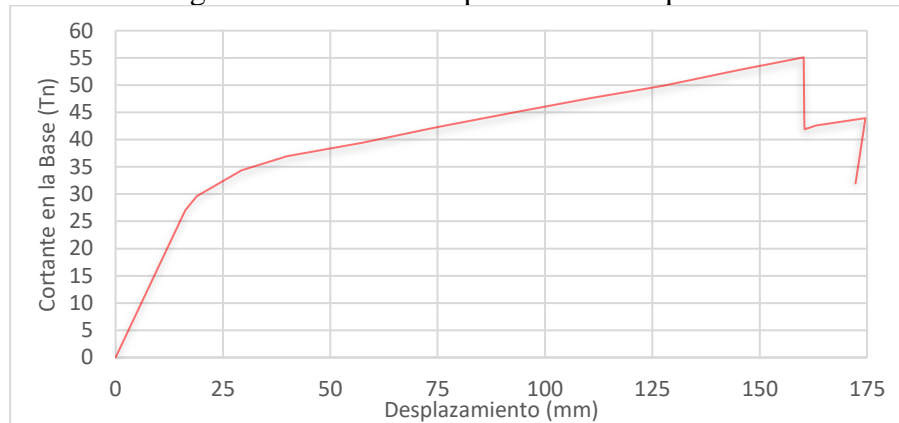
Bloque Secundario

Figura 122 Curva de capacidad X. Bloque Secundario



Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 123 Curva de capacidad Y. Bloque Secundario



Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.4.2 Proceso de formación de rótulas plásticas

Bloque Principal

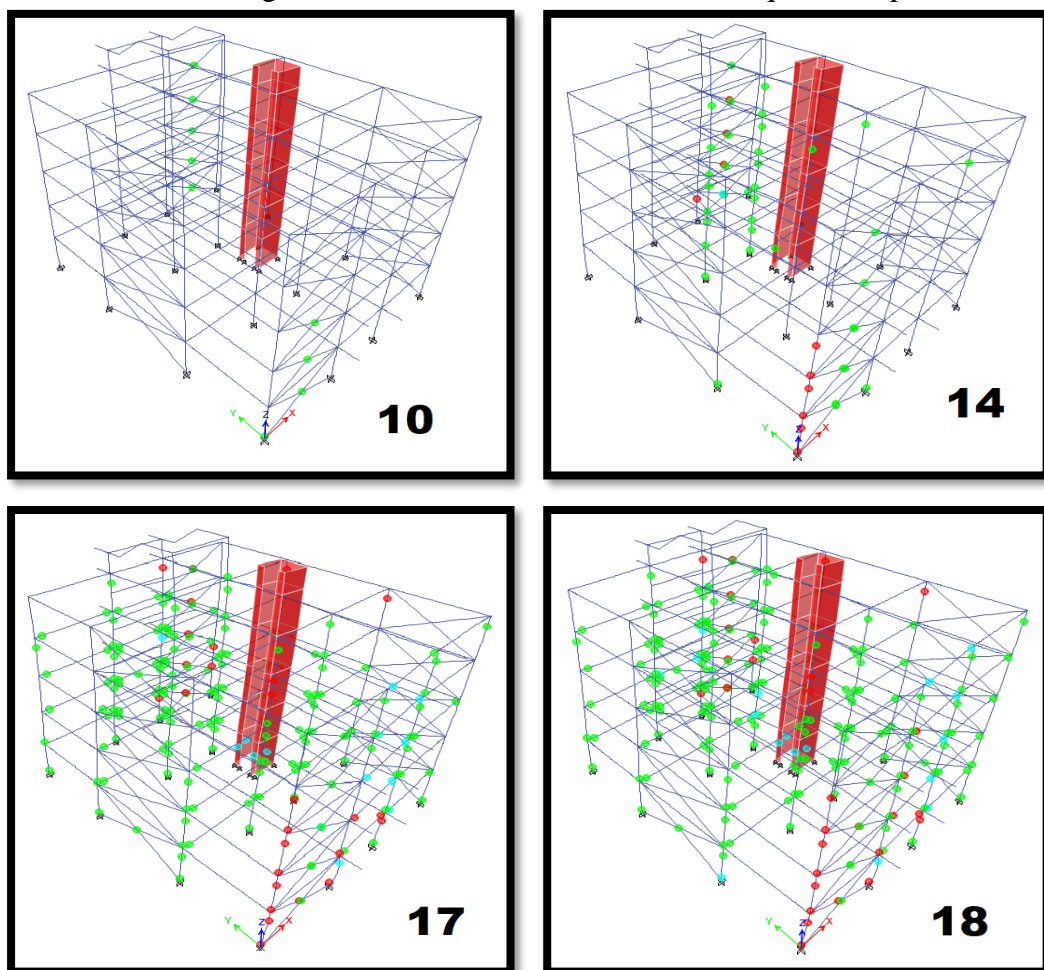
Tabla 58 Formación de Rótulas X. Bloque Principal

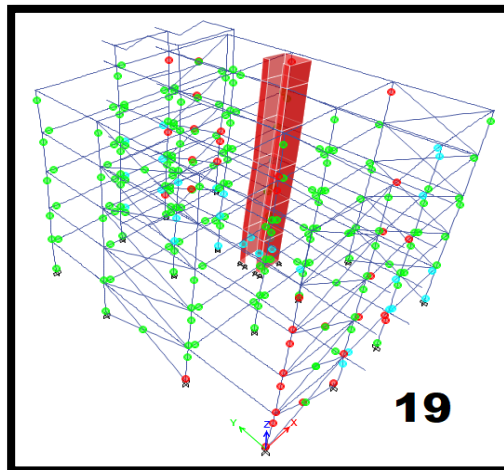
Paso	Despl. (mm)	Cortante en la Base (Ton)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Operacional	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso	Colapso
0	0	0	508	0	0	0	0	508	0	0	0
1	22.174	416.0357	507	1	0	0	0	508	0	0	0
2	30.09	538.4438	504	3	1	0	0	508	0	0	0
3	30.097	519.6432	504	3	0	1	0	507	1	0	0
4	32.882	556.1679	504	2	1	1	0	507	1	0	0
5	32.89	531.7655	504	2	0	2	0	506	2	0	0
6	39.648	616.257	496	9	1	2	0	506	2	0	0
7	39.655	589.8172	496	8	1	3	0	505	3	0	0
8	39.895	592.9939	496	8	1	3	0	505	3	0	0
9	39.903	576.0016	496	8	0	4	0	504	4	0	0
10	118.877	1498.7887	381	119	0	8	0	499	9	0	0
11	159.316	1671.2205	323	175	2	7	1	492	6	5	5

Paso	Despl. (mm)	Cortante en la Base (Ton)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Operacional	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso	Colapso
12	159.323	1659.9467	323	175	2	7	1	492	6	4	6
13	160.584	1668.1645	323	175	2	7	1	492	6	4	6
14	238.344	1960.6496	273	222	0	9	4	459	38	1	10
15	316.104	1985.0303	231	262	0	6	9	393	95	3	17
16	393.864	2183.1836	203	280	7	6	12	347	128	9	24
17	471.624	2373.8592	192	289	6	8	13	304	163	14	27
18	549.384	2530.9446	182	292	8	8	18	283	178	17	30
19	627.144	2686.9276	173	289	18	7	21	259	184	30	35

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 124 Formación de Rótulas X. Bloque Principal



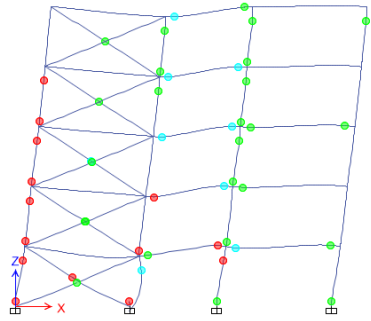
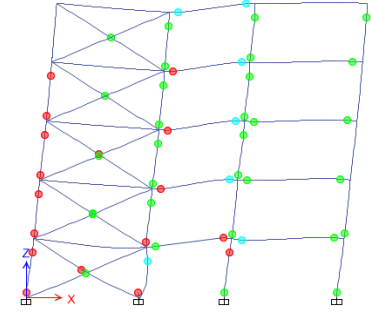
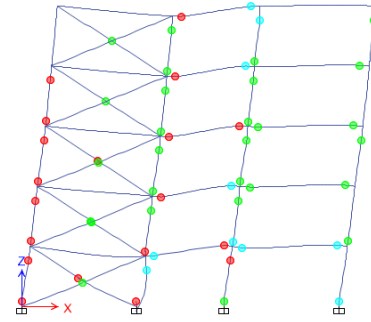


Fuente: Etabs

La formación de rótulas en la dirección X inicia con la incursión en el rango no lineal de los arriostramientos sujetos a compresión y su posterior falla, seguido de la falla progresiva de las columnas perimetrales, de los arriostramientos a tracción y de las vigas; hasta finalmente llegar al colapso con el 50.98% de rótulas en el rango Operacional, 36.22% en Ocupación Inmediata, 5.91% en Prevención de Colapso y 6.89% en Colapso.

Tabla 59 Descripción detallada en dirección X del pórtico crítico Eje A

Paso	Gráfico	Nivel de desempeño Global	Elementos afectados	Despl. (mm)	Cortante en la base (Ton)
10		Operacional	-3 rótulas en arriostramientos	118.877	1498.78
14		Ocupación Inmediata	-8 rótulas en arriostramientos -6 rótulas en columnas -1 rótula en columnas	238.344	1960.64

Paso	Gráfico	Nivel de desempeño Global	Elementos afectados	Despl. (mm)	Cortante en la base (Ton)
17		Seguridad de Vida	-7 rótulas en arriostramientos -1 rótula en arriostramientos -11 rótulas en columnas -13 rótulas en columnas -1 rótula en columnas -6 rótulas en vigas -7 rótulas en vigas	471.624	2373.85
18		Prevención de Colapso	-6 rótulas en arriostramientos -2 rótulas en arriostramientos -11 rótulas en columnas -18 rótulas en columnas -1 rótula en columnas -7 rótulas en vigas -6 rótulas en vigas -4 rótulas en vigas	549.384	2530.94
19		Colapso	-7 rótulas en arriostramientos -2 rótulas en arriostramientos -11 rótulas en columnas -17 rótulas en columnas -4 rótula en columnas -5 rótulas en vigas -6 rótulas en vigas -6 rótulas en vigas	627.144	2686.92

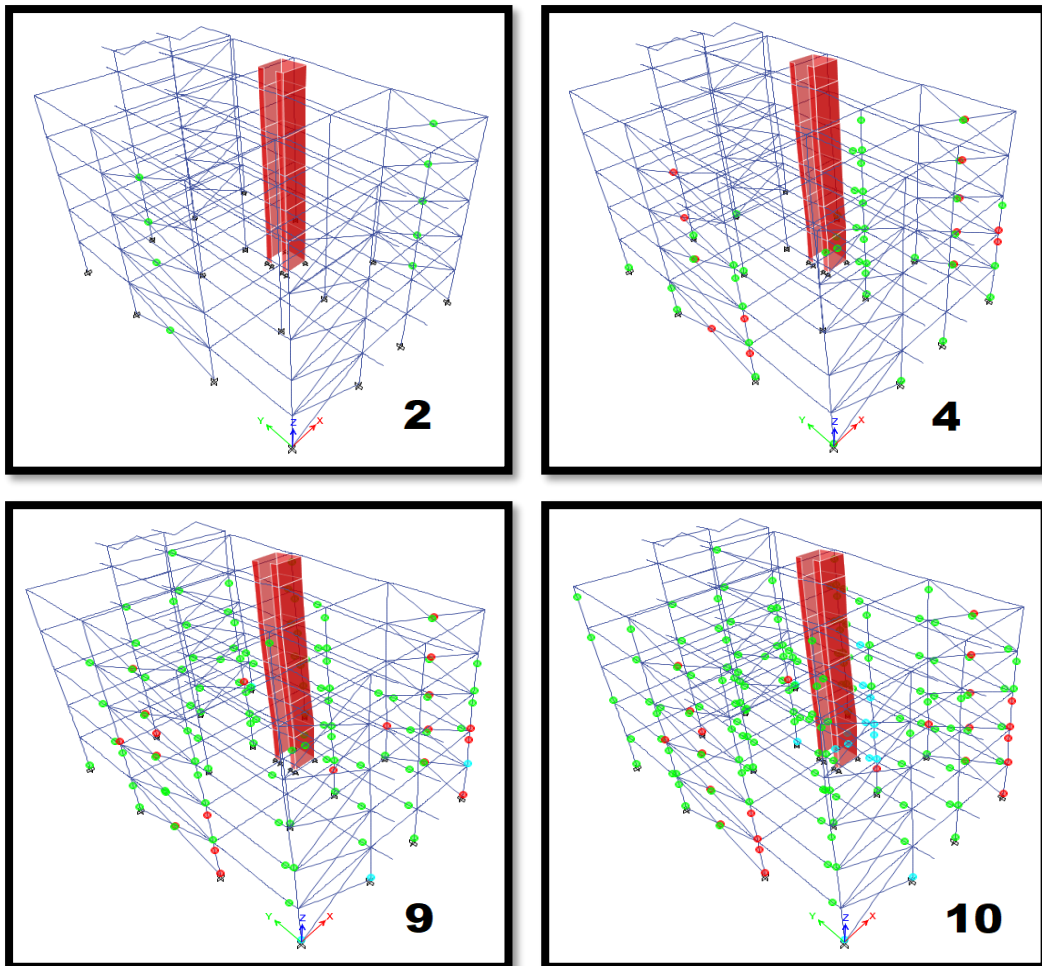
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 60 Formación de Rótulas Y. Bloque Principal

Paso	Despl. (mm)	Cortante en la Base (Ton)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Operacional	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso	Colapso
0	0	0	508	0	0	0	0	508	0	0	0
1	22.081	461.7801	505	3	0	0	0	508	0	0	0
2	107.967	1621.3085	424	75	0	9	0	499	9	0	0
3	185.727	2435.0636	352	147	0	8	1	485	13	6	4
4	263.487	2772.1028	308	191	0	0	9	453	42	0	13
5	341.247	3049.5661	277	220	1	1	9	421	69	1	17
6	344.257	3058.3181	276	220	2	1	9	418	70	1	19
7	344.265	3031.2478	276	220	1	2	9	417	71	1	19
8	345.697	3038.2184	276	220	1	2	9	416	72	1	19
9	425.66	3262.5004	260	233	3	2	10	384	100	4	20
10	549.837	3590.8452	239	244	13	1	11	323	146	15	24
11	521.658	3225.2847	239	244	11	3	11	323	146	15	24

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 125 Formación de Rótulas Y. Bloque Principal



Fuente: Etabs

El proceso de formación de rótulas en la dirección Y es similar a la dirección X, llegando al colapso con el 63.58% de rótulas en el rango Operacional, 28.74% en Ocupación Inmediata, 2.95% en Prevención de Colapso y 4.72% en Colapso.

Tabla 61 Descripción detallada en dirección Y del pórtico crítico Eje 4

Paso	Gráfico	Nivel de desempeño Global	Elementos afectados	Despl. (mm)	Cortante en la base (Ton)
2		Operacional	-5 rótulas en arriostramientos	107.967	1621.30
4		Ocupación Inmediata	-5 rótulas en arriostramientos -5 rótulas en arriostramientos -5 rótulas en columnas -2 rótulas en columnas	263.487	2772.10
9		Seguridad de Vida	-5 rótulas en arriostramientos -5 rótulas en arriostramientos -3 rótulas en columnas -10 rótulas en columnas -2 rótulas en columnas -8 rótulas en vigas	425.66	3262.50
10		Colapso	-5 rótulas en arriostramientos -5 rótulas en arriostramientos -6 rótulas en columnas -15 rótulas en columnas -1 rótula en columnas -21 rótulas en vigas	549.837	3590.84

Fuente: Jhofre W. Caiza

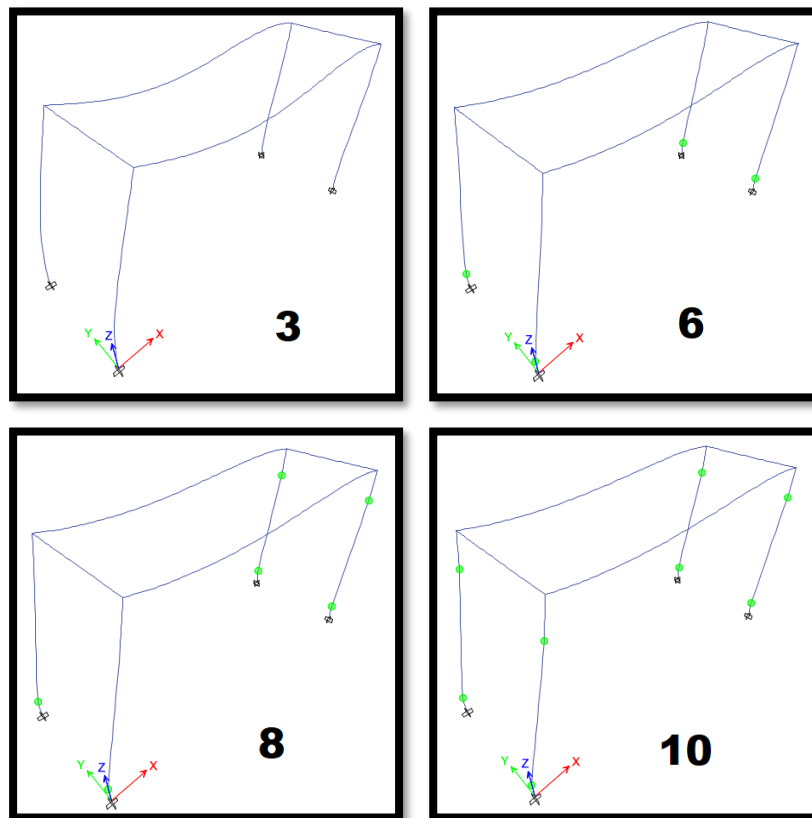
Bloque Secundario

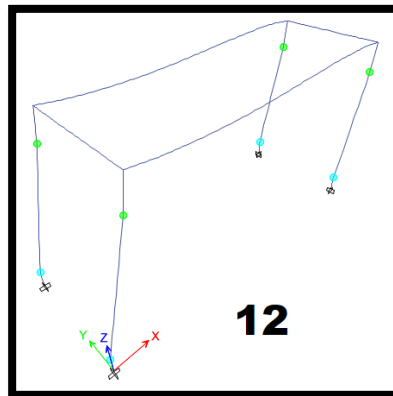
Tabla 62 Formación de Rótulas X. Bloque Secundario

Paso	Despl. (mm)	Cortante en la Base (Ton)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Operacional	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso	Colapso
0	0	0	16	0	0	0	0	16	0	0	0
1	17.52	18.4371	16	0	0	0	0	16	0	0	0
2	19.399	20.4149	14	2	0	0	0	16	0	0	0
3	24.469	23.9617	12	4	0	0	0	16	0	0	0
4	42.904	29.0021	10	6	0	0	0	12	4	0	0
5	61.593	34.5972	6	10	0	0	0	12	4	0	0
6	79.113	37.8123	6	10	0	0	0	12	4	0	0
7	96.633	41.0225	6	10	0	0	0	10	6	0	0
8	114.153	44.123	4	12	0	0	0	10	6	0	0
9	131.673	46.5118	4	12	0	0	0	10	6	0	0
10	149.193	48.7919	4	12	0	0	0	8	8	0	0
11	166.713	51.1156	4	12	0	0	0	8	6	2	0
12	175.2	52.26	4	12	0	0	0	8	4	4	0

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 126 Formación de Rótulas X. Bloque Secundario





Fuente: Etabs

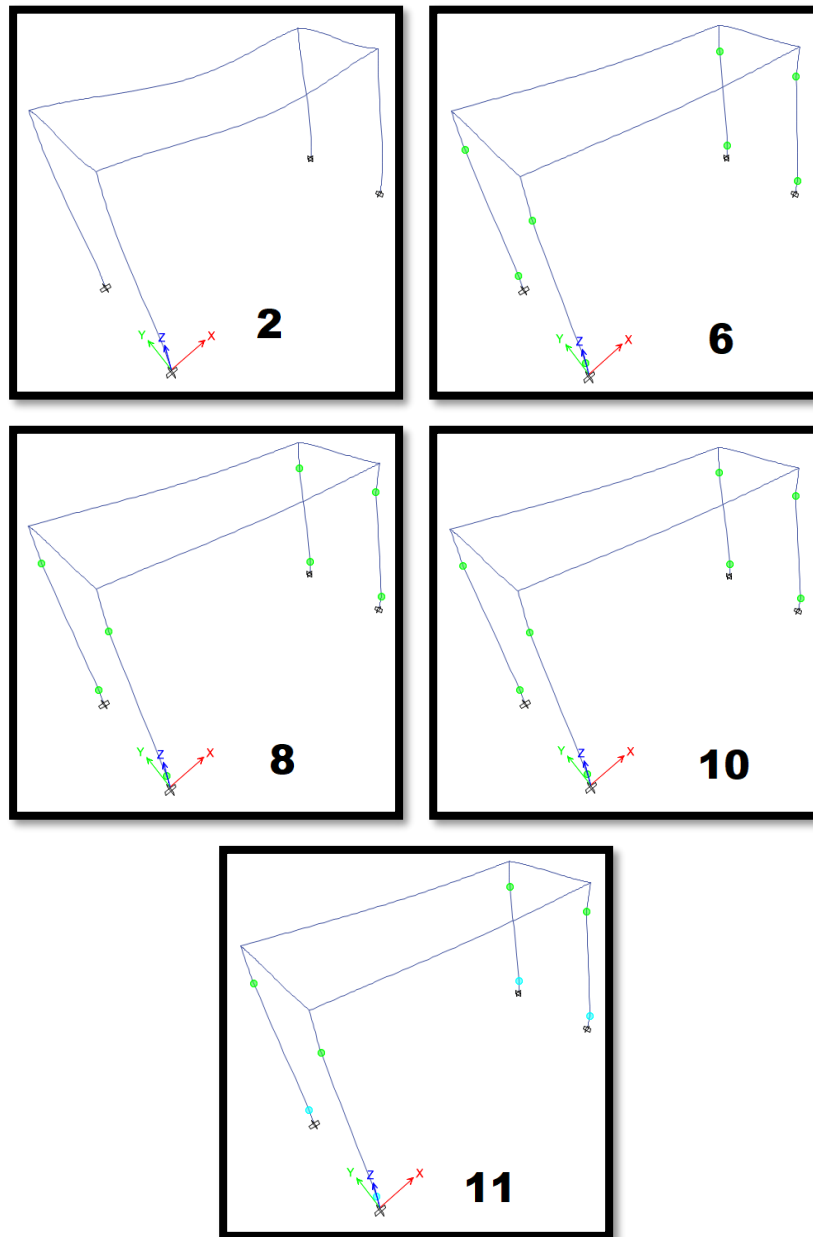
La formación de rótulas en la dirección X del Bloque Secundario inicia con las rótulas de pie de columna, seguido de cabeza de columna hasta llegar al colapso con el 50% de rótulas en el rango Operacional, 25% en Ocupación Inmediata y 25% en Prevención de Colapso.

Tabla 63 Formación de Rótulas Y. Bloque Secundario

Paso	Despl. (mm)	Cortante en la Base (Ton)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	Operacional	Ocupación Inmediata	Prevención de Colapso	Colapso
0	0	0	16	0	0	0	0	16	0	0	0
1	16.218	27.0491	12	4	0	0	0	16	0	0	0
2	18.882	29.582	8	8	0	0	0	16	0	0	0
3	29.381	34.3634	6	10	0	0	0	16	0	0	0
4	39.922	36.9807	4	12	0	0	0	12	4	0	0
5	57.442	39.4365	4	12	0	0	0	10	6	0	0
6	74.962	42.3233	4	12	0	0	0	8	8	0	0
7	92.482	44.9529	4	12	0	0	0	8	8	0	0
8	110.002	47.5426	4	12	0	0	0	8	8	0	0
9	127.522	49.9001	4	12	0	0	0	8	8	0	0
10	145.042	52.7368	4	12	0	0	0	8	8	0	0
11	160.248	55.0993	4	10	2	0	0	8	4	4	0
12	160.42	43.0564	4	10	0	2	0	8	4	4	0
13	160.456	41.8977	4	10	0	2	0	8	4	4	0
14	163.132	42.6141	4	10	0	2	0	8	4	4	0
15	174.62	43.9158	4	8	2	2	0	8	2	4	2
16	172.344	31.9546	4	8	2	2	0	8	2	4	2

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 127 Formación de Rótulas Y. Bloque Secundario



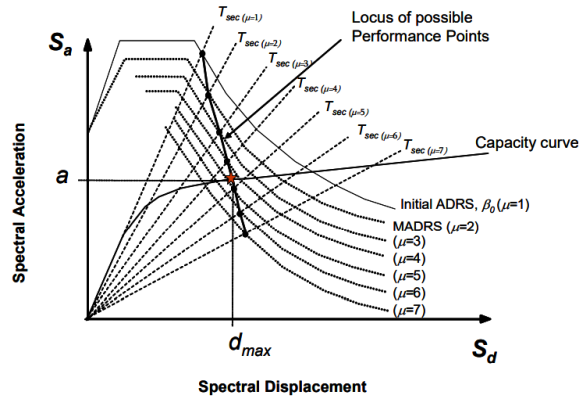
Fuente: Etabs

Para la dirección Y del Bloque Secundario la formación inicia con las rótulas de pie de columna, seguido de cabeza de columna hasta llegar al colapso con el 50% de rótulas en el rango Operacional, 25% en Ocupación Inmediata y 25% en Prevención de Colapso.

3.1.2.4.3 Puntos de Desempeño

El punto de desempeño sea determinado por el método del espectro de capacidad donde se obtiene el punto de intersección entre el espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda sísmica mediante un proceso iterativo.

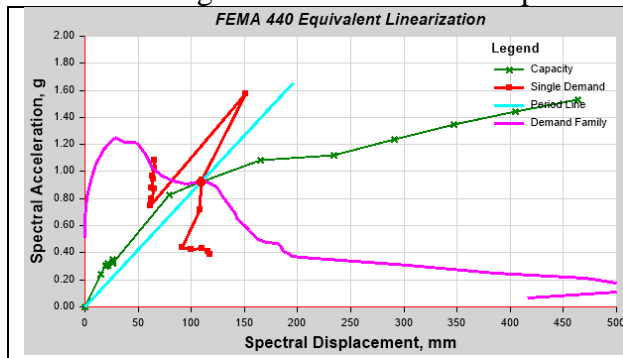
Figura 128: Proceso de iteración gráfica para la obtención del punto de desempeño.



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

Bloque Principal

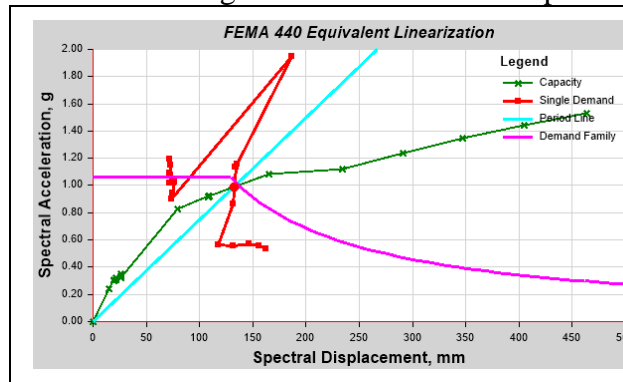
Figura 129 Punto de desempeño X. Espectro Determinista. Bloque Principal



Espectro Determinista ---- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	1669.0803
Desplazamiento (mm)	160.827
Sa (g)	0.923346
Sd (mm)	109.264
T secant (sec)	0.69
T efectivo (sec)	0.834
Relación de Ductilidad	4.184183
Relación de Amortiguamiento, B _{eff}	0.2002
Factor de Modificación, M	1.459079

Fuente: Etabs

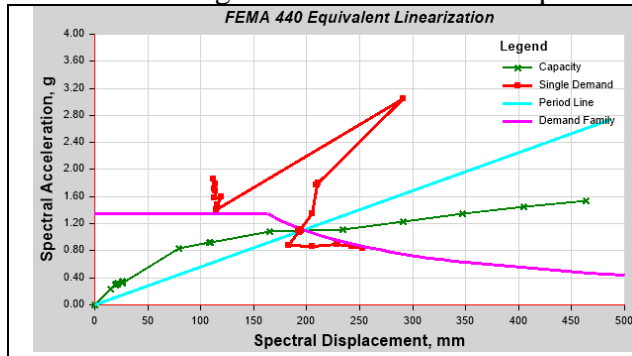
Figura 130 Punto de desempeño X. Espectro NEC 475. Bloque Principal



Espectro NEC 475 ---- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	1792.3587
Desplazamiento (mm)	193.602
Sa (g)	0.99201
Sd (mm)	132.786
T secant (sec)	0.729
T efectivo (sec)	0.85
Relación de Ductilidad	4.441375
Relación de Amortiguamiento, B _{eff}	0.201
Factor de Modificación, M	1.368615

Fuente: Etabs

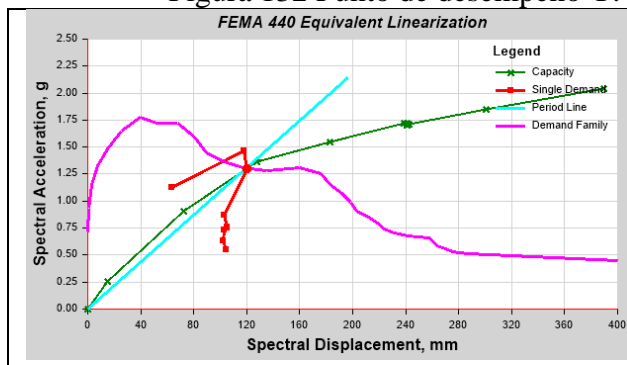
Figura 131 Punto de desempeño X. Espectro NEC 2500. Bloque Principal



Espectro NEC 2500 ----- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	1970.6652
Desplazamiento (mm)	270.287
Sa (g)	1.100028
Sd (mm)	193.431
T secant (sec)	0.838
T efectivo (sec)	0.882
Relación de Ductilidad	4.933586
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.2026
Factor de Modificación, M	1.123983

Fuente: Etabs

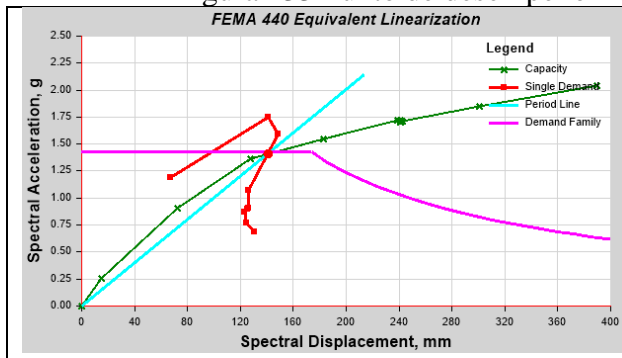
Figura 132 Punto de desempeño Y. Espectro Determinista. Bloque Principal



Espectro Determinista ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	2321.9984
Desplazamiento (mm)	174.922
Sa (g)	1.302953
Sd (mm)	119.968
T secant (sec)	0.607
T efectivo (sec)	0.874
Relación de Ductilidad	5.308336
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.2038
Factor de Modificación, M	2.079084

Fuente: Etabs

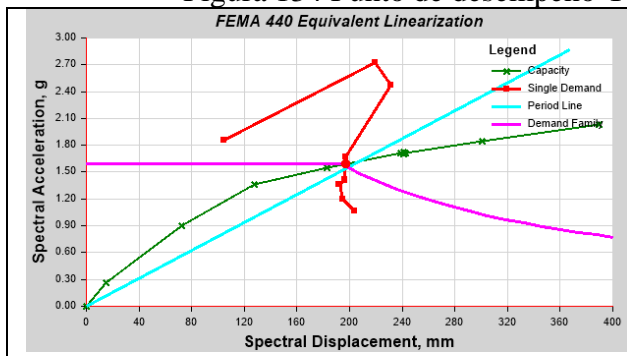
Figura 133 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 475. Bloque Principal



Espectro NEC 475 ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	2514.816
Desplazamiento (mm)	204.127
Sa (g)	1.410875
Sd (mm)	140.734
T secant (sec)	0.631
T efectivo (sec)	0.861
Relación de Ductilidad	5.09381
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.2031
Factor de Modificación, M	1.890666

Fuente: Etabs

Figura 134 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 2500. Bloque Principal

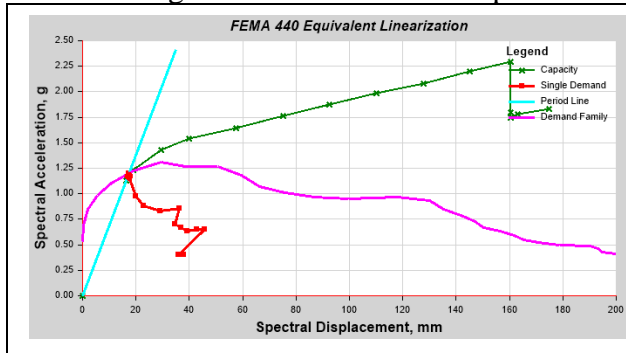


Espectro NEC 2500 ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	2839.8896
Desplazamiento (mm)	282.484
Sa (g)	1.592332
Sd (mm)	196.767
T secant (sec)	0.704
T efectivo (sec)	0.815
Relación de Ductilidad	4.341934
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.2007
Factor de Modificación, M	1.343207

Fuente: Etabs

Bloque Secundario

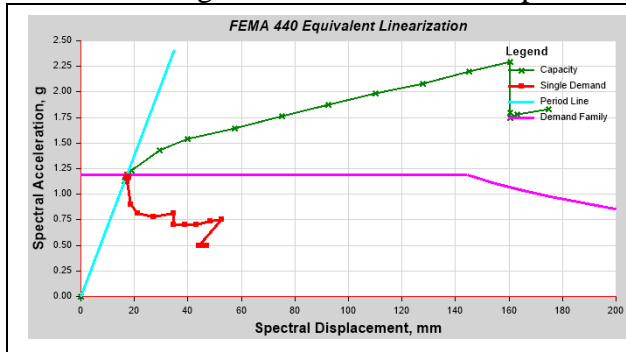
Figura 135 Punto de desempeño Y. Espectro Determinista. Bloque Secundario



Espectro Determinista ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	28.1714
Desplazamiento (mm)	17.398
Sa (g)	1.174803
Sd (mm)	17.457
T secant (sec)	0.244
T efectivo (sec)	0.242
Relación de Ductilidad	1.072633
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.0506
Factor de Modificación, M	0.97759

Fuente: Etabs

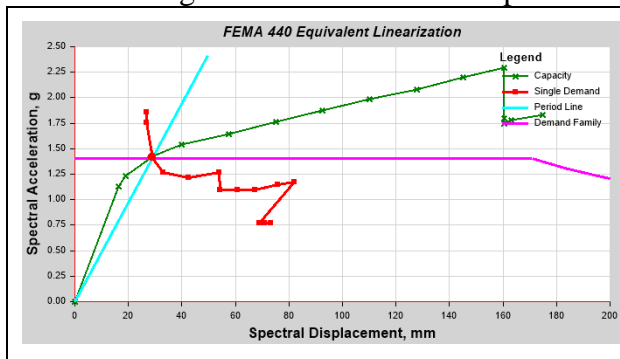
Figura 136 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 475. Bloque Secundario



Espectro NEC 475 ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	27.9354
Desplazamiento (mm)	17.15
Sa (g)	1.164963
Sd (mm)	17.208
T secant (sec)	0.244
T efectivo (sec)	0.241
Relación de Ductilidad	1.057362
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.0504
Factor de Modificación, M	0.982302

Fuente: Etabs

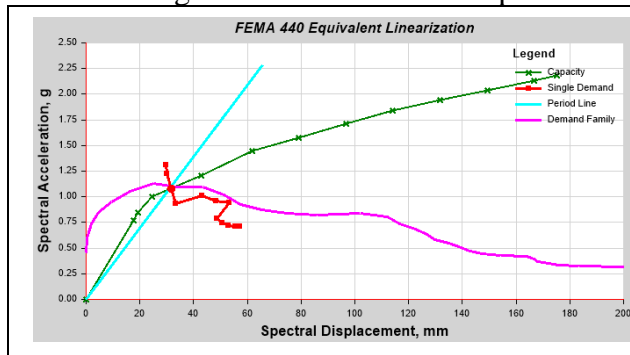
Figura 137 Punto de desempeño Y. Espectro NEC 2500. Bloque Secundario



Espectro NEC 2500 ----- Y	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	34.0921
Desplazamiento (mm)	28.785
Sa (g)	1.421716
Sd (mm)	28.855
T secant (sec)	0.285
T efectivo (sec)	0.261
Relación de Ductilidad	1.678833
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.0696
Factor de Modificación, M	0.836547

Fuente: Etabs

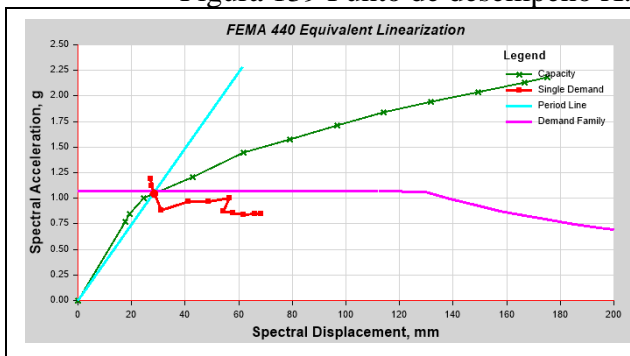
Figura 138 Punto de desempeño X. Espectro Determinista. Bloque Secundario



Espectro Determinista ----- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	25.9042
Desplazamiento (mm)	31.574
Sa (g)	1.080228
Sd (mm)	31.587
T secant (sec)	0.339
T efectivo (sec)	0.323
Relación de Ductilidad	1.531614
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.0656
Factor de Modificación, M	0.91496

Fuente: Etabs

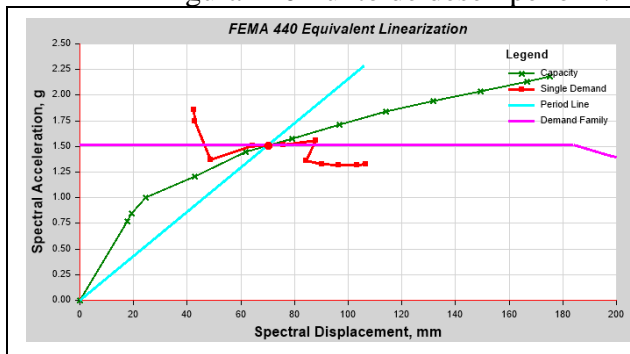
Figura 139 Punto de desempeño X. Espectro NEC 475. Bloque Secundario



Espectro NEC 475 ----- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	25.0816
Desplazamiento (mm)	28.565
Sa (g)	1.045918
Sd (mm)	28.577
T secant (sec)	0.328
T efectivo (sec)	0.316
Relación de Ductilidad	1.417224
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.0604
Factor de Modificación, M	0.93181

Fuente: Etabs

Figura 140 Punto de desempeño X. Espectro NEC 2500. Bloque Secundario



Espectro NEC 2500 ----- X	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	36.1911
Desplazamiento (mm)	70.279
Sa (g)	1.50917
Sd (mm)	70.295
T secant (sec)	0.432
T efectivo (sec)	0.464
Relación de Ductilidad	3.109052
Relación de Amortiguamiento, Beff	0.1633
Factor de Modificación, M	1.15053

Fuente: Etabs

Resumen de Puntos de Desempeño

Tabla 64 Puntos de desempeño

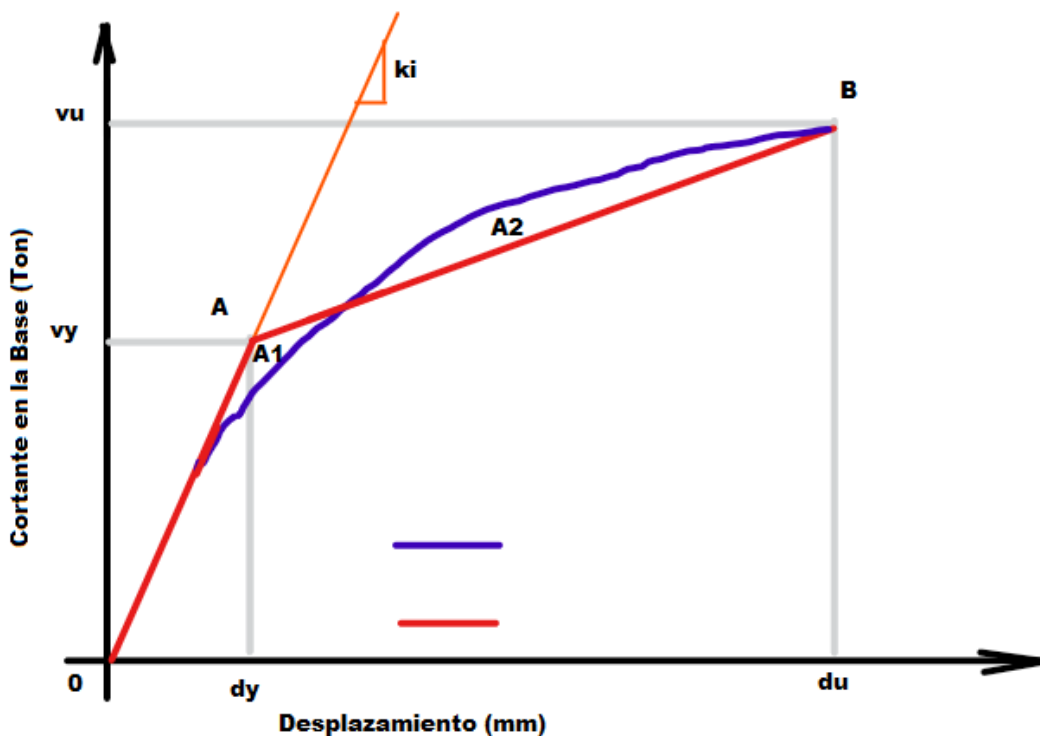
Espectro	Bloque Principal		Bloque Secundario	
	Desplazamiento de desempeño X (mm)	Desplazamiento de desempeño Y (mm)	Desplazamiento de desempeño X (mm)	Desplazamiento de desempeño Y (mm)
Determinista	160.83	174.92	31.57	17.40
NEC 475	193.60	204.13	28.57	17.15
NEC 2500	270.29	282.48	70.28	28.79

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.4.4 Representación Bilineal

Este proceso pretende representar por medio de una recta bilineal en donde de manera iterativa se pretende llegar a la igualdad de $A1 = A2$ partiendo de la lineal OA con una pendiente igual a la rigidez inicial (k_i) para luego desplazar el punto (v_y, d_y) hasta conseguir la igualdad antes mencionada y trazar la línea AB.

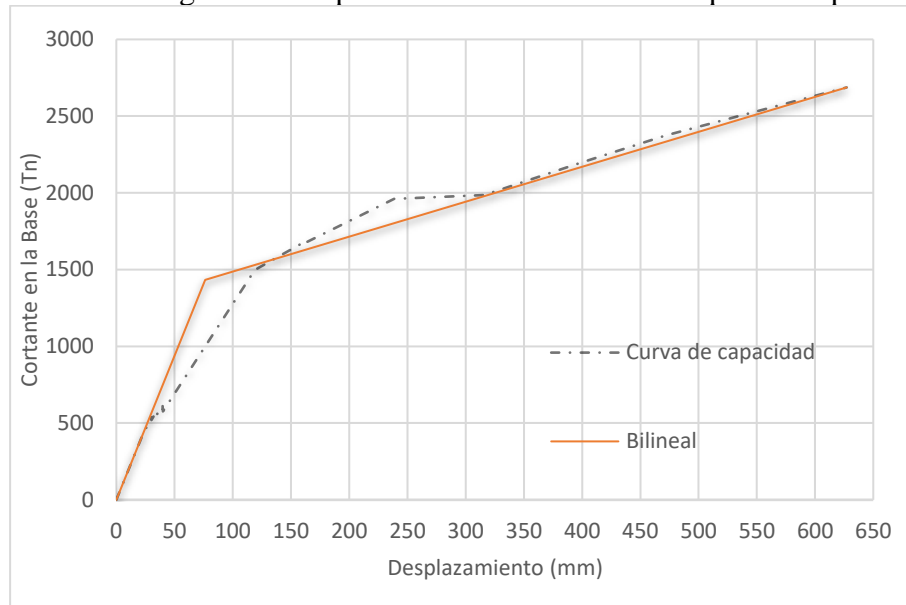
Figura 141 Modelo de representación bilineal



Fuente: Jhofre W. Caiza

Bloque Principal

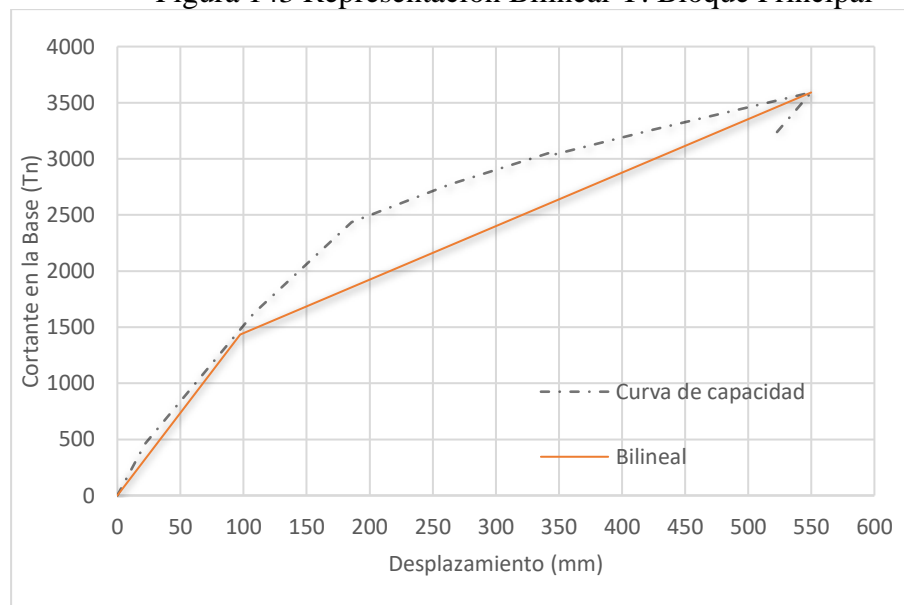
Figura 142 Representación Bilineal X. Bloque Principal



Desplazamiento (mm)	Cortante en la base (Tn)
0	0
76.4	1433.4413
627.144	2686.9276

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 143 Representación Bilineal Y. Bloque Principal

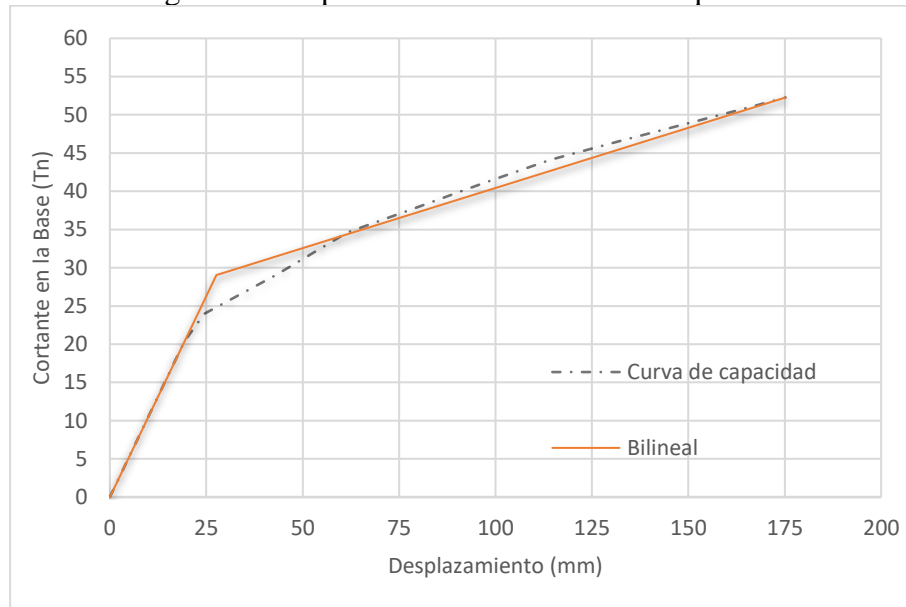


Desplazamiento (mm)	Cortante en la base (Tn)
0	0
97.3	1433.4413
549.837	3590.8452

Fuente: Jhofre W. Caiza

Bloque Secundario

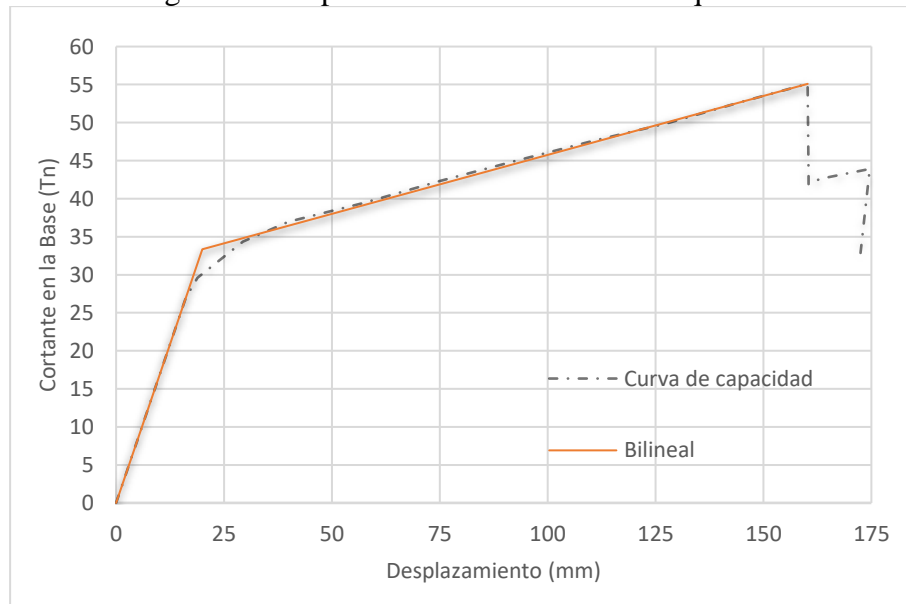
Figura 144 Representación Bilineal X. Bloque Secundario



Desplazamiento (mm)	Cortante en la base (Tn)
0	0
27.6	29.0447
175.2	52.26

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 145 Representación Bilineal Y. Bloque Secundario



Desplazamiento (mm)	Cortante en la base (Tn)
0	0
20	33.3569
160.248	55.0993

Fuente: Jhofre W. Caiza

3.1.2.4.5 Evaluación del nivel de desempeño de la estructura

Se parte de la premisa que el Edificio del Centro de Idiomas de la Universidad Técnica de Ambato según la categoría definida por la NEC 15 corresponde a Estructuras de ocupación especial, por lo tanto, los objetivos de desempeño a alcanzar son menores a los de Edificaciones especiales y son superiores a los de Estructuras básicas.

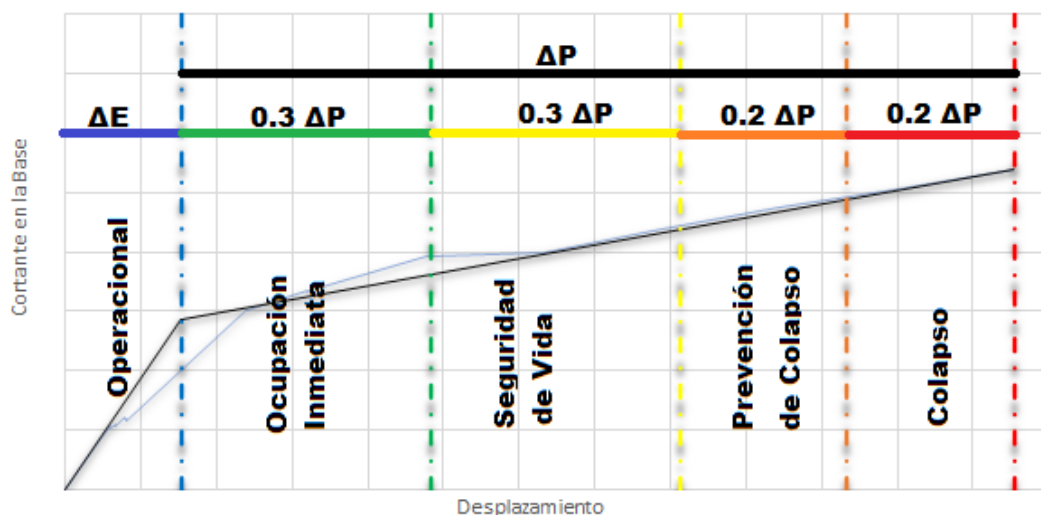
Tabla 65 Objetivos de desempeño para estructuras según la severidad del sismo

<i>Intensidad de sismo//Nivel de desempeño</i>	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
<i>Sismo Frecuente (72 años)</i>	Estruc. Básicas	N.A.	N.A.	N.A.
<i>Sismo Ocasional (225 años)</i>	Estruc. Especiales	Estruc. Básicas	N.A.	N.A.
<i>Sismo Raro (475 años)</i>	Estruc. Esenciales	Estruc. Especiales	Estruc. Básicas	N.A.
<i>Sismo Muy Raro (2500 años)</i>	N.A.	Estruc. Esenciales	Estruc. Especiales	Estruc. Básicas

Fuente: ASCE-SEI 41 (2017)

La sectorización de la curva de capacidad es necesaria para la evaluación de los puntos de desempeño y se realiza por medio de los porcentajes de desplazamiento definidos en la siguiente figura.

Figura 146 Sectorización de la Curva de capacidad

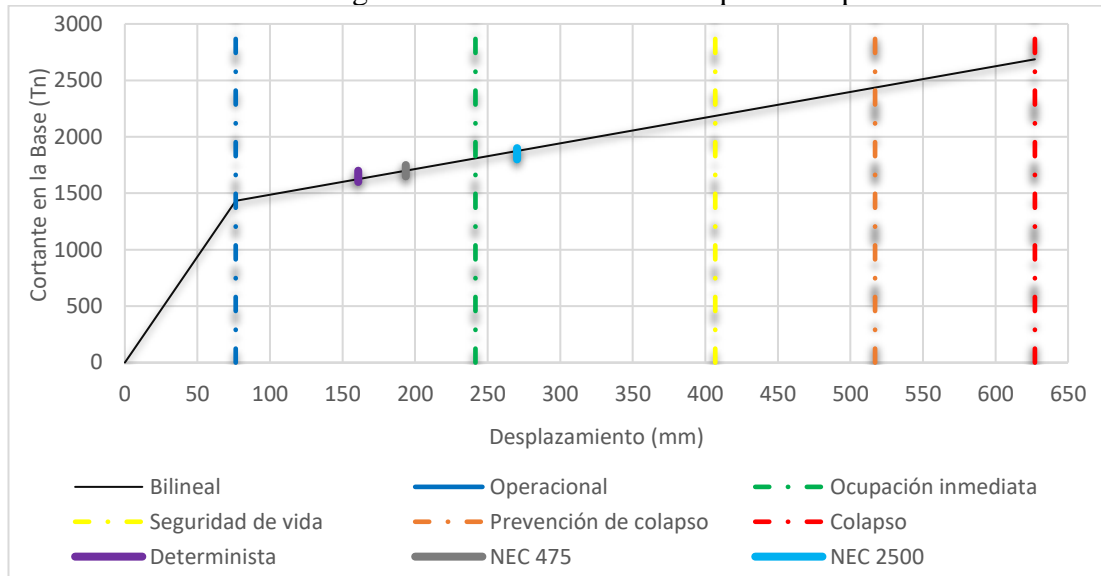


Fuente: Comité Visión 2000

Una vez determinada la curva sectorizada se ubican los puntos de desempeño de cada espectro de demanda sísmica a fin de determinar el nivel de desempeño en el que se encuentran.

Bloque Principal

Figura 147 Evaluación X. Bloque Principal



Fuente: Jhofre W. Caiza

☯ → corresponde al punto objetivo; objetivo alcanzado.

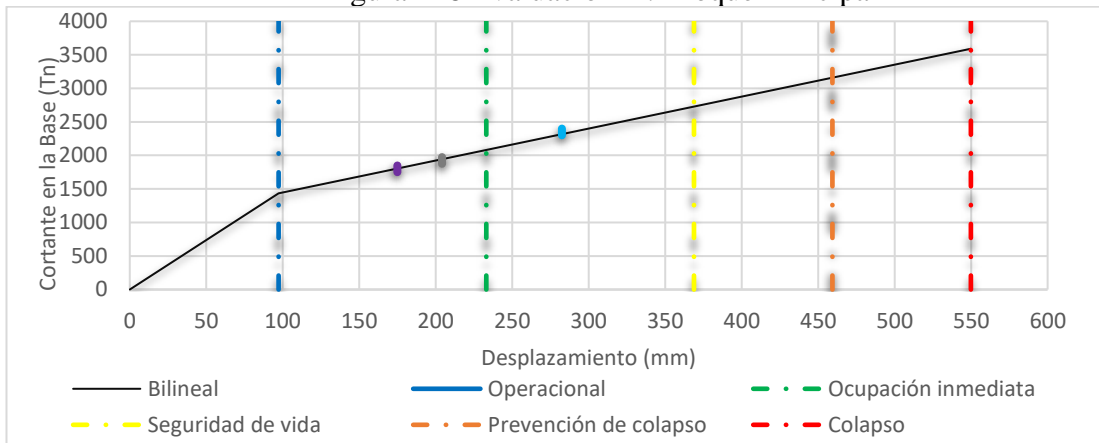
Tabla 66 Objetivos de desempeño alcanzados. Dirección X. Bloque Principal

Intensidad de sismo//Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Sismo Raro Determinista		☯		
Sismo Raro (475 años)		☯		
Sismo Muy Raro (2500 años)			☯	

Fuente: Jhofre W. Caiza

La evaluación de los resultados para la dirección X del Bloque Principal expone que para los espectros Determinista y NEC 475 el objetivo alcanzado es el de **Ocupación Inmediata** mientras que para el espectro NEC 2500 el objetivo alcanzado es el de **Seguridad de Vida** y al comparar con lo expuesto en la tabla 62 se cumple con el objetivo de desempeño establecido por la normativa ASCE-SEI 41-17 y la NEC 2015.

Figura 148 Evaluación Y. Bloque Principal



Fuente: Jhofre W. Caiza

☞ → corresponde al punto objetivo; objetivo alcanzado.

Tabla 67 Objetivos de desempeño Y alcanzados. Bloque Principal

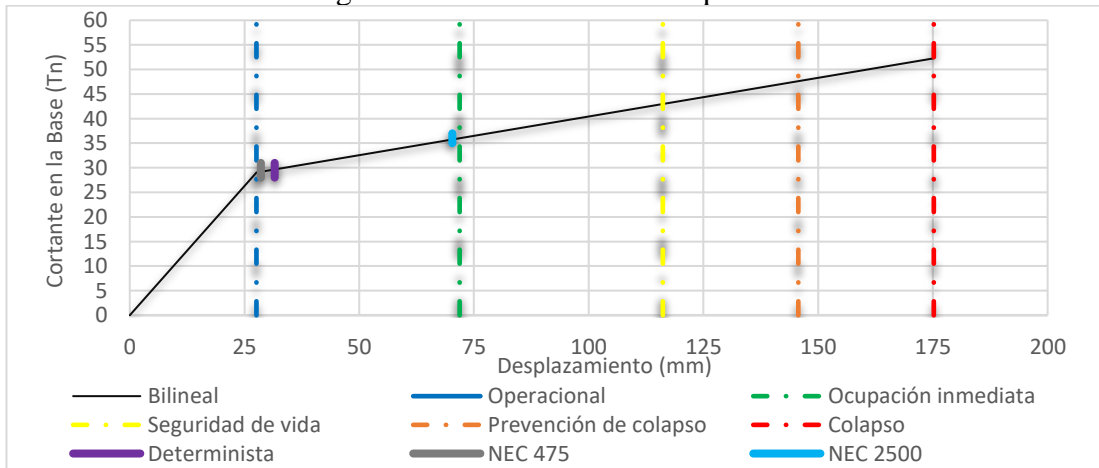
Intensidad de sismo//Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Sismo Raro Determinista		☞		
Sismo Raro (475 años)		☞		
Sismo Muy Raro (2500 años)			☞	

Fuente: Jhofre W. Caiza

La evaluación de los resultados para la dirección Y del Bloque Principal expone que para los espectros Determinista y NEC 475 el objetivo alcanzado es el de **Ocupación Inmediata** mientras que para el espectro NEC 2500 el objetivo alcanzado es el de **Seguridad de Vida** y al comparar con lo expuesto en la tabla 62 se cumple con el objetivo de desempeño establecido por la normativa ASCE-SEI 41-17 y la NEC 2015.

Bloque Secundario

Figura 149 Evaluación X. Bloque Secundario



Fuente: Jhofre W. Caiza

☞ → corresponde al punto objetivo; objetivo alcanzado.

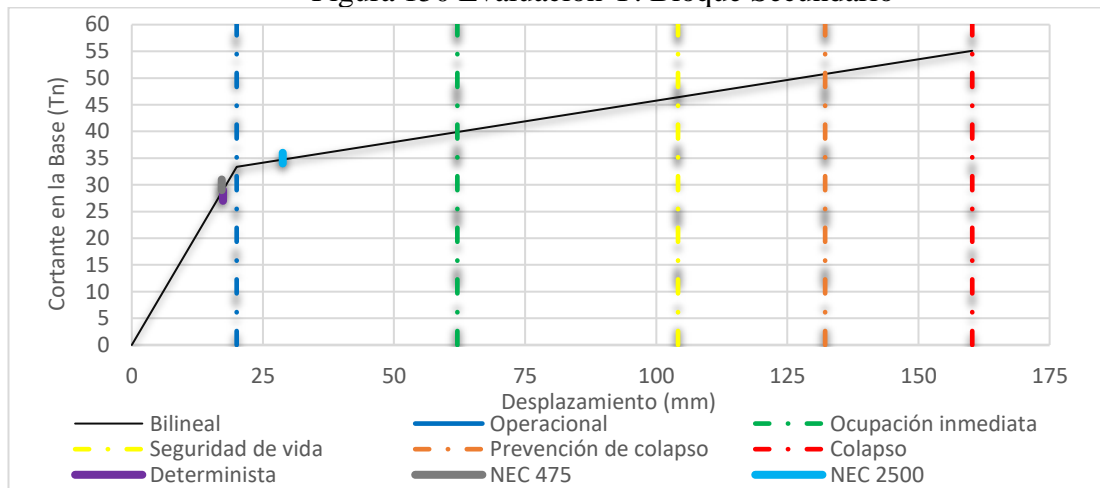
Tabla 68 Objetivos de desempeño X alcanzados. Bloque Secundario

Intensidad de sismo//Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Sismo Raro Determinista		☞		
Sismo Raro (475 años)		☞		
Sismo Muy Raro (2500 años)			☞	

Fuente: Jhofre W. Caiza

La evaluación de los resultados para la dirección X del Bloque Secundario expone que, para los espectros Determinista, NEC 475 y NEC 2500 el objetivo alcanzado es el de **Ocupación Inmediata** con cual al comparar con lo expuesto en la tabla 62 se cumple con el objetivo de desempeño establecido por la normativa ASCE-SEI 41-17 y la NEC 2015, incluso para el Espectro NEC 2500 el objetivo es superado con relación a lo expuesto en la normativa.

Figura 150 Evaluación Y. Bloque Secundario



Fuente: Jhofre W. Caiza

☞ → corresponde al punto objetivo; objetivo alcanzado.

Tabla 69 Objetivos de desempeño Y alcanzados. Bloque Secundario

Intensidad de sismo//Nivel de desempeño	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Sismo Raro Determinista		☞		
Sismo Raro (475 años)		☞		
Sismo Muy Raro (2500 años)			☞	

Fuente: Jhofre W. Caiza

La evaluación de los resultados para la dirección Y del Bloque Secundario expone que, para los espectros Determinista y NEC 475 el objetivo alcanzado es el de **Operacional** y para el espectro NEC 2500 el objetivo alcanzado es el de **Ocupación Inmediata** con

cual al comparar con lo expuesto en la tabla 62 se cumple con el objetivo de desempeño establecido por la normativa ASCE-SEI 41-17 y la NEC 2015, incluso el objetivo es superado con relación a lo expuesto en la normativa.

3.1.3 Medición de vibraciones en losas de entrepiso

3.1.3.1 Aceleraciones máximas de losas de entrepiso

Tabla 70 Puntos de desempeño

Caso Walking Vibration	acel. Uz (m/s ²)	acel. Uz/acel. gravedad (m/s ²)	Condición
SD-1-P1	0.0117	0.12%	OK
SD-2-P1	0.0121	0.12%	OK
SD-3-P1	0.0129	0.13%	OK
SD-1-P2	0.0107	0.11%	OK
SD-2-P2	0.0098	0.10%	OK
SD-3-P2	0.0087	0.09%	OK
SD-1-P3	0.01	0.10%	OK
SD-2-P3	0.0095	0.10%	OK
SD-3-P3	0.0091	0.09%	OK
SD-1-P4	0.0105	0.11%	OK
SD-2-P4	0.0108	0.11%	OK
SD-3-P4	0.0089	0.09%	OK

Fuente: Jhofre W. Caiza

Al comparar el valor límite (0.5% g) para este tipo de estructuras da como resultado que para los tres senderos por piso las aceleraciones máximas producidas son menores, por lo tanto, no hay problemas vibraciones en losas de entrepiso.

3.2 Verificación de la hipótesis

- El Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato presenta efectivamente diferentes grados de vulnerabilidad sísmica de acuerdo a las diferentes evaluaciones cualitativas y cuantitativas realizadas en este proyecto.
- La vibración en losas de entrepiso del edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato presenta valores de aceleración máxima por debajo del límite de evaluación para el confort humano presentados por el AISC para el tipo de ocupación de este edificio.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Se estableció el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante la metodología de FEMA P-154 donde presenta un *Valor de Vulnerabilidad Final (S)* de 2.4 lo cual representa una probabilidad de colapso de 1/251 o el equivalente al 0.4%; al comparar con el valor de corte ($S= 2$) establecido por la normativa que rige la metodología resulta ser mayor, lo que indica que no es necesario realizar un análisis más detallado.
- Se determinó el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante la metodología de la NEC 15 en el cual presenta un valor de *Puntaje Estructural Final (S)* de 2.2, que al comparar con los límites expuestos en el formulario exterioriza un grado de *Vulnerabilidad media* lo cual promueve un análisis más detallado.
- Se estableció el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante la metodología de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos presenta un *Puntaje de Vulnerabilidad* de 3.2, que al comparar con los límites establecidos por la metodología (Bajo de 0 a 33; Medio de 34 a 66 y Alto mayor a 66 puntos) refleja un grado de vulnerabilidad bajo.
- Al comparar las metodologías cualitativas, estas presentan resultados distintos debido a causas como el origen de la metodología, alcance y la limitación de las consideraciones estructurales e irregularidades.
- Al analizar el edificio con las dimensiones de secciones y estructuración actual mediante el análisis modal espectral presenta para el Bloque Principal un periodo de vibración de 1.003 lo que sobrepasa el límite calculado (0.6617) por lo que no cumple este parámetro y para el Bloque Secundario un periodo de vibración de 0.249 lo que sobrepasa el límite calculado (0.2704) por lo que cumple este parámetro.

- Se estableció las derivas inelásticas de piso por medio del análisis modal espectral para el Bloque Principal sobrepasa el límite del 2% presentando un valor crítico del 2.32% en la dirección X piso 2 y del 2.63% en la dirección Y piso 3, y para el Bloque Secundario se mantienen bajo el límite del 2% presentando el mayor del 0.41% en la dirección X piso 1 y del 0.29% en la dirección Y piso 1.
- El diseño actual sin reforzamiento de los elementos estructurales presenta para el Bloque Principal aproximadamente el 50% de las vigas no cumple con el acero requerido, 3 columnas y el muro del ascensor del primer piso superan el factor Demanda/Capacidad, mientras que para el Bloque Secundario no hay problemas con diseño de los elementos estructurales.
- Se plantea una propuesta de reforzamiento estructural para el Bloque Principal que se basa en el empleo de arriostramientos de acero concéntricos en X (Cruces de San Andrés) en pórticos determinados y el encamisado de 3 columnas con ángulos y platinas con fin de cumplir los parámetros normativos de la NEC-SE-DS 2015.
- El análisis modal espectral para el Bloque Principal con el empleo de la propuesta de reforzamiento estructural presenta un periodo de vibración de 0.521 que no supera el límite (0.6617) por lo cual cumple este parámetro, las derivas inelásticas de piso mantienen bajo el límite del 2% presentando el mayor del 1.00% en la dirección X piso 3 y del 0.90% en la dirección Y piso 2.
- El diseño de los elementos estructurales con el empleo de la propuesta de reforzamiento cumple con los parámetros de la NEC-SE-DS 2015, el acero requerido por las vigas disminuye y cumple con el acero real, las columnas, muro estructural del ascensor y arriostramientos cumplen en su totalidad al presentar factores Demanda/Capacidad menores a 1.
- Se determinó los valores de vibración al caminar en las losas de entrecapota de la estructura resultando el valor máximo de 0.13%g en el piso 1, sendero 3 en

comparación con el valor por debajo del umbral para la ocupación de esta estructura (0.5% g) según el AISC.

- Se obtuvo las curvas de capacidad presentando valores últimos (Desplazamiento vs Cortante en la Base) para el Bloque Principal dirección X (627.144mm; 2686.9276ton) y dirección Y (549.837mm; 3590.8452ton); lo que indica que en la dirección X la estructura es capaz de resistir mayor deformación con una menor carga en comparación a la dirección Y que capaz de resistir menor deformación pero con una carga mucho mayor mientras que para el Bloque Secundario presenta valores en la dirección X (175.2mm; 52.26ton) y dirección Y (160.248mm; 55.099ton), lo que indica un comportamiento similar al del Bloque Principal.
- Se determinó los puntos de desempeño para los distintos espectros, dirección “X” & “Y” y los dos bloques que se resumen así:

- Bloque Principal

Para el Espectro Determinista se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 160.83 mm y para la dirección Y de 174.92 mm que corresponden al objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata, de similar forma para el Espectro NEC 475 se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 193.60 mm y para la dirección Y de 204.13 mm que corresponde al objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata y para el Espectro NEC 2500 se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 270.29 mm y para la dirección Y de 282.48 mm que corresponde al objetivo de desempeño de Seguridad de Vida.

- Bloque Secundario

Para el Espectro Determinista se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 31.57 mm que corresponden al objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata y para la dirección Y de 17.40 mm que corresponden al objetivo de desempeño de Operacional, de similar forma para el Espectro NEC 475 se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 28.57 mm que corresponden al objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata y para la dirección Y de 17.15 mm que corresponde al objetivo de

desempeño de Operacional y para el Espectro NEC 2500 se obtiene un desplazamiento en la dirección X de 70.28 mm y para la dirección Y de 28.79 mm que corresponde al objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata.

- Se realizó la evaluación de los puntos de desempeño resultando que para el Bloque Principal se cumplen los objetivos de desempeño para los tres espectros definidos (Determinista, NEC 475 y NEC 2500) y ambas direcciones acordes a lo solicitado para este tipo de edificio y para el Bloque Secundario en la dirección X para el Espectro Determinista y NEC 475 cumple con los objetivos de desempeño y para el Espectro NEC 2500 supera el objetivo; mientras que para la dirección Y se superan los objetivos de desempeño para las tres categorías de sismos.
- Se obtuvo la información de mecanismos y fallas en los elementos estructurales de forma secuencial y acorde a los niveles de desempeño para este tipo de estructura, para el Bloque Principal dirección X con el 50.98% de rótulas en el rango Operacional, 36.22% en Ocupación Inmediata, 5.91% en Prevención de Colapso y 6.89% en Colapso; dirección Y con el 63.58% de rótulas en el rango Operacional, 28.74% en Ocupación Inmediata, 2.95% en Prevención de Colapso y 4.72% en Colapso; y para el Bloque Secundario en ambas direcciones con el 50% de rótulas en el rango Operacional, 25% en Ocupación Inmediata y 25% en Prevención de Colapso.

4.2 Recomendaciones

- Para la determinación de la resistencia a la compresión del hormigón se recomienda realizar en lo posible la extracción de núcleos de hormigón de diversos elementos estructurales a fin de obtener un valor más cercano a la realidad del proyecto, sin embargo, no se menosprecia el uso del martillo esclerométrico.
- Se recomienda ajustar las características del modelo matemático desde el más simple hasta el más detallado posible como lo permitan los recursos computacionales a disposición.
- Conocer las técnicas de reforzamiento estructural a fin de ajustar la mejor opción estructural y arquitectónica de acuerdo a los requerimientos del proyecto.
- Para la evaluación de las vibraciones al caminar en losas de entrepiso se recomienda el empleo de acelerógrafos a fin de obtener aceleraciones máximas con cargas permanentes y vivas reales.
- Cuando se emplea acelerógrafos se recomienda hacer las evaluaciones de vibraciones determinando los eventos máximos de afluencia de caminantes tomando en cuenta variantes de velocidad de caminata, peso de los individuos, frecuencia y largo de pasos.
- Se recomienda emplear el reforzamiento propuesto en este proyecto ya que de esta manera se cumplirá con los parámetros requeridos por la NEC-SE-DS 2015 y permitirá un adecuado comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] S. Safina Melone, “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico,” Universitat Politècnica de Catalunya, 2002.
- [2] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*, Primera., no. August. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército., 2003.
- [3] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” Washington, D.C, 2005. Accessed: Feb. 14, 2020. [Online]. Available: <https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1445-20490-9603/fema-440.pdf>.
- [4] M. Mouzzoun, O. Moustachi, A. Taleb, and S. Jalal, “Seismic performance assessment of reinforced concrete buildings using pushover analysis,” *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, vol. 5, no. 1, pp. 44–49, 2013.
- [5] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena.,” *Obras y Proyectos*, vol. 23, Antofagasta, pp. 63–77, Apr. 2018.
- [6] M. Agostini and G. M. Gerbaudo, “ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA CUANTIFICAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN,” *Mecánica Computacional*, Córdoba, pp. 103–112, Nov. 2018.
- [7] M. Castro-Herrera, “INSPECCIÓN SÍSMICA VISUAL RÁPIDA DE LOS EDIFICIOS DE LA UNIVERSIDAD DE PIURA POR EL MÉTODO FEMA 154,” UNIVERSIDAD DE PIURA, 2019.
- [8] W. Cando, Ó. Jaramillo, J. Bucheli, and X. Paredes, “Evaluación Técnico-Visual de las estructuras según NEC-SE-RE en el sector ‘La Armenia 1’ para la determinación de riesgo ante fenómenos naturales específicos,” *Revista PUCE*, vol. 106, Quito, pp. 111–139, Jan. 2018.

- [9] S. Secretaría de Gestión de Riesgos, M. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, P. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, and E. Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, “GUÍA DE DISEÑO 5 Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,” Quito, 2016. Accessed: Jan. 28, 2020. [Online]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>.
- [10] Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo en Ecuador, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, and Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, “GUÍA PARA IMPLEMENTAR EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDADES A NIVEL CANTONAL,” Quito, 2011. Accessed: Feb. 04, 2020. [Online]. Available: www.undp.org.ec.
- [11] M. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*. Quito, 2014.
- [12] W. Gómez Prado and A. Loayza Yañez, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CENTROS DE SALUD DEL DISTRITO DE AYACUCHO,” Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, 2014.
- [13] F. Rivadeneira *et al.*, *Breves Fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador*. Quito: Corporación Editora Nacional, 2007.
- [14] I. G. E. P. Nacional, “Informe Sísmico Especial N. 13 - 2016,” *Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional*, 2016. <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016> (accessed Feb. 17, 2020).
- [15] I. G. E. P. Nacional, “Dos años después del Terremoto de Pedernales: actualización sísmica,” *Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional*, 2018.

<https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1572-dos-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-actualizacion-sismica> (accessed Feb. 17, 2020).

- [16] I. G. E. P. Nacional, “Terremoto del 5 de agosto de 1949 - Instituto Geofísico - EPN,” *Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional*, 2013. <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949> (accessed Feb. 17, 2020).
- [17] K. P. ESTRADA ARANA and N. A. VIVANCO PESÁNTEZ, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE UNA VIVIENDA DE TRES PISOS UBICADA EN EL NORTE DE QUITO ECUADOR,” ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, 2019.
- [18] A. M. Bolaños Luna and O. M. Monroy Concha, “ESPECTROS DE PELIGRO SISMICO UNIFORME,” Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.
- [19] R. L. Bonett Díaz, “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.,” Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
- [20] R. I. Herrera, J. C. Vielma, and L. Pujades, “METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS: UN ESTADO DEL CONOCIMIENTO,” in *Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios.*, J. C. Vielma, Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, 2014, pp. 1–26.
- [21] C. Caicedo, A. H. Barbat, J. A. Canas, and R. Aguiar, *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, Centro Int. Barcelona, 1994.
- [22] H. Sandi, “A REPORT ON VULNERABILITY ANALYSES CARRIED OUT IN THE BALKAN REGION,” Granada, 1984.
- [23] FEMA P-154, “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook,” Washington, D.C, 2015. Accessed: Jan. 28, 2020. [Online]. Available: <https://www.fema.gov/media-library-data/1426210695633-d9a280e72b32872161efab26a602283b/FEMAP->

154_508.pdf.

- [24] American Society of Civil Engineers, “ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings,” *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2017, doi: 10.1061/9780784414859.
- [25] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, C. D. Comartin, and R. W. Niewiarowski, “ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” Redwood City, California, 1996.
- [26] C. E. DUARTE BONILLA, M. E. MARTINEZ CHAVARRIA, and J. J. SANTAMARIA DIAZ, “ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD,” UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.
- [27] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988, Accessed: Jun. 24, 2020. [Online]. Available: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281988%29114%3A8%281804%29>.
- [28] Computers & Structures Inc, *CSI Analysis Reference Manual*. Computers & Structures, Inc., 2017.
- [29] R. Park and T. Paulay, *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*, 4th ed. Chistchurch: Editorial Limusa, 1988.
- [30] A. Hernandez, “Análisis No Lineal Estático ‘ Pushover ’ Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS Proceso FEMA-356 y ATC-40,” 2010.
- [31] K. E. Freire Rodríguez and J. Cevallos, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO,” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, Ambato, 2018.
- [32] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, and D. B. Davis, *Vibrations of Steel-*

Framed Structural Systems Due to Human Activity. 2016, p. 130.

- [33] ISO, *ISO 10137:2007 - Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*. Suiza: International Organization for Standardization, 2007, p. 44.
- [34] ISO, *ISO - ISO 2631-1:1997/Amd 1:2010 - Mechanical vibration and shock — Evaluation of human exposure to whole-body vibration — Part 1: General requirements — Amendment 1*. International Organization for Standardization, 2010, pp. 1–6.
- [35] ISO, *ISO 2631-2:2003 Mechanical vibration and shock — Evaluation of human exposure to whole-body vibration — Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)*. Suiza: International Organization for Standardization, 2003, pp. 1–11.
- [36] B. Davis, D. Liu, and T. M. Murray, “Simplified experimental evaluation of floors subject to walking-induced vibration,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 28, no. 5, pp. 1–8, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000471.
- [37] MathWorks, “Análisis y filtrado de Fourier - MATLAB & Simulink - MathWorks América Latina,” *MathWorks*. https://la.mathworks.com/help/matlab/fourier-analysis-and-filtering.html?category=fourier-analysis-and-filtering&s_tid=CRUX_gn_documentation_fourier-analysis-and-filtering (accessed Jul. 15, 2020).
- [38] MathWorks, “Fourier Transforms - MATLAB & Simulink - MathWorks América Latina,” *MathWorks*. <https://la.mathworks.com/help/matlab/math/fourier-transforms.html> (accessed Jul. 15, 2020).

ANEXOS

Anexo 1

FOTOGRAFÍAS



Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato.



Interior del edificio del proyecto.



Martillo Esclerométrico usado en el proyecto.



Verificación del acero de refuerzo de elementos estructurales.



Ensayo para comprobación de la resistencia a la compresión del hormigón.



Implantación del Equipo para el Ensayo SPT.



Proceso del Ensayo SPT



Manejo del muestreador de suelo



Extracción de muestras de suelo



Recolección de muestras de cada tramo



Medición de las muestras de suelo



Secado de las muestras de suelo



Ensayos de laboratorio

Anexo 2



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Estudio de Mecánica de Suelos para Edificio del Centro de Idiomas de la Universidad Técnica de Ambato

Antecedentes

El proyecto de titulación denominado Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entrepiso para el reforzamiento estructural del edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato tiene como parte importante el estudio de mecánica de suelos.

El objetivo del presente estudio es establecer las propiedades y características del suelo sobre el cual esta cimentado la estructura de estudio de manera que sirva de antecedente para establecer la carga sísmica a la que está sujeto el edificio y verificar el correcto diseño de la cimentación.

Estructura existente

En la actualidad se encuentra construido el edificio según como se muestra en los planos arquitectónicos y estructurales.

Descripción del sitio

La ciudad de Ambato se encuentra localizada en la parte norte de la provincia de Tungurahua y forma parte del sistema montañoso de la cordillera de los Andes; ciudad caracterizada por estar en el centro del país y por ende ser una de las que mayor comercio genera, a la vez que es una ciudad con gran crecimiento urbano.

Planificación previa

Debido a la situación que atraviesa el mundo por el Covid-19 el ingreso a las instalaciones de la universidad ha sido limitadas y muy restringidas, por lo que se ha determinado únicamente hacer un sondeo SPT y los ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas.

Ensayos realizados

Además del sondeo SPT realizado de acuerdo a la normativa NTE INEN 0689 y la correspondiente norma americana ASTM D 1586 en las cuales se exponen

disposiciones generales y específica, el instrumental requerido y procedimiento de ensayo, se han realizado ensayos de peso específico γ , contenido de humedad $w\%$ (ASTM D 2216), granulometría (ASTM D 4318), límites de Atterberg (ASTM D 422) y cálculos de parámetros como el ángulo de fricción interna, velocidad media de la onda de corte, compacidad relativa, presión vertical, tipo de perfil de suelo según la NEC y SUSC, capacidad de carga y módulo de reacción del suelo (Winkler).

Ensayo de Penetración Estándar SPT

Este ensayo consiste en contar el número de golpes necesario para hincar el muestreador hasta una profundidad establecida utilizando un peso determinado a cierta altura; esto se lo ha realizado de acuerdo a la. Los resultados del ensayo se indican en la siguiente tabla:

Tabla 71 Resultados del Ensayo de Penetración Estándar

Tramo	Cota (m)	Profundidad (m)	N SPT parcial	N SPT total	N SPT medio
1	-0.55	0.55	Limpieza	16	35
	-0.70	0.15	7		
	-0.85	0.15	8		
	-1.00	0.15	8		
2	-1.55	0.55	Limpieza	53	
	-1.70	0.15	22		
	-1.85	0.15	26		
	-2.00	0.15	27		
3	-2.05	0.05	Limpieza	RECHAZO	
	-2.20	0.15	38		
	-2.35	0.15	61		
	-2.50	0.15	57		
4	-2.55	0.05	Limpieza	RECHAZO	
	-2.70	0.15	39		
	-2.85	0.15	33		
	-3.00	0.15	34		

Fuente: Jhofre W. Caiza

De los resultados mostrados se observa que a una profundidad de 2 metros el ensayo llega al rechazo pues para hincar el muestreador 30 cm es necesario más de 60 golpes y esto indica que a partir de esta profundidad se tiene un estrato muy resistente para cimentar.

Peso Específico γ_m

El peso específico es la relación entre el peso de una masa de suelo y su volumen, este parámetro se calculó en base a las muestras obtenidas del SPT y cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 72 Resultados de peso específico γ_m .

Tramo	Longitud de la muestra (cm)	Volumen (cm ³)	Peso del suelo + funda plástica (gr)	Peso de funda plástica (gr)	peso específico (gr/cm ³)
1	16.5	158.75	295.8	3.3	1.84
2	19.2	184.73	341.9	3.3	1.83
3	41.2	396.39	717.3	3.3	1.80
4	37.5	360.79	673.2	3.3	1.86
Diámetro interno del muestreador (cm)				3.5	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Los valores que se muestran indican que el suelo tiene cierto grado de compactación, esto se debe muy probablemente a que el ensayo SPT se lo realizó junto al edificio y que durante el proceso de construcción se hayan llevado a cabo etapas de compactación del suelo alrededor de la estructura.

Contenido de humedad W%

Este ensayo determina la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de su parte sólida.

Tabla 73 Resultados de Contenido de humedad W%

Tramo	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	W% promedio
1	07	32.8	65.3	61.50	28.70	3.80	13.24	13.14
	99	33	61.6	58.3	25.30	3.30	13.04	
2	82	30.6	68	62.80	32.20	5.20	16.15	16.21
	42	31.7	61	56.9	25.20	4.10	16.27	
3	04	30.6	63	59.8	29.20	3.20	10.96	10.84
	10	31.7	65.8	62.5	30.80	3.30	10.71	
4	97	33.2	108.2	99.4	66.20	8.80	13.29	13.42
	03	33.4	77.8	72.5	39.10	5.30	13.55	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Los contenidos de humedad se muestran bajos y acorde a los tipos de suelo de la zona y se hace evidente la inexistencia de nivel freático en el área de estudio.

Granulometría

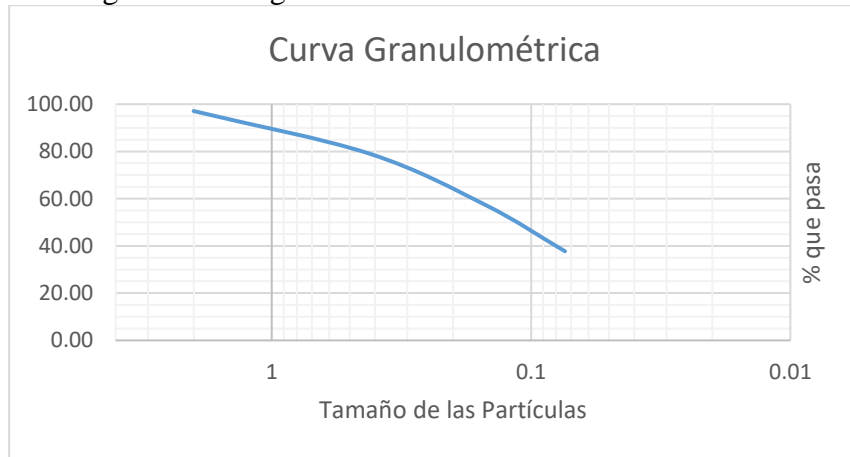
Este ensayo se lo ha realizado como requisito para obtener la clasificación del perfil de acuerdo a SUCS pues nos da información técnica y comprensible del suelo analizado que facilita su clasificación.

Tabla 74 Resultados de Granulometría Tramo 1

TRAMO 1	Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido (gr)	Peso retenido acumulado (gr)	% retenido	% retenido acumulado	% pasa
	#10	2	5.9	5.9	2.91	2.91	97.09
	#40	0.42	36.6	42.5	18.03	20.94	79.06
	#100	0.149	44.4	86.9	21.87	42.81	57.19
	#200	0.074	39.5	126.4	19.46	62.27	37.73
	Fuente		76.6	203	37.73	100.00	0.00
	Total		203	203		100.00	0.00
	Tamaño Nominal Máximo (TNM)	0.42	Diámetro equiparable (D30)	0.06	Coeficiente de uniformidad (Cu)		9
	Diámetro efectivo (D10)	0.02	Diámetro dimensional (D60)	0.18	Coeficiente de curvatura (Cc)		1

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 151 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 1



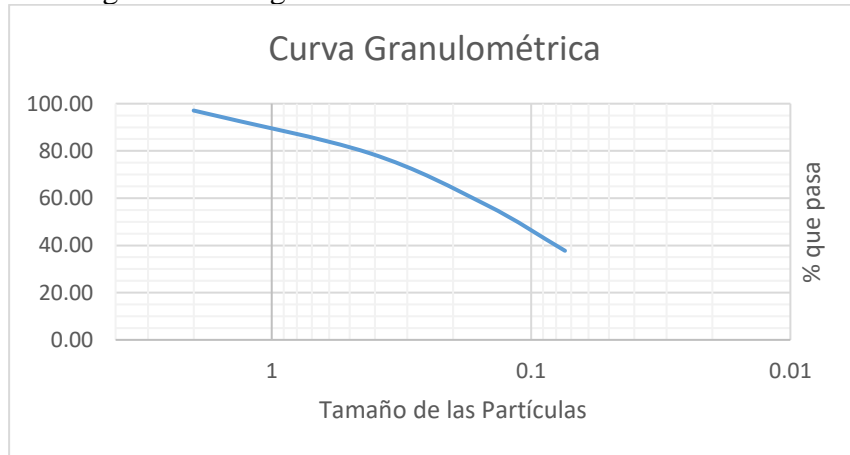
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 75 Resultados de Granulometría Tramo 2

TRAMO 2	Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido (gr)	Peso retenido acumulado (gr)	% retenido	% retenido acumulado	% pasa
	#10	2	17.1	17.1	7.23	8.42	91.58
	#40	0.42	76.3	93.4	32.25	39.48	60.52
	#100	0.149	72.4	165.8	30.60	70.08	29.92
	#200	0.074	28	193.8	11.83	81.91	18.09
	Fuente		42.8	236.6	18.09	100.00	0.00
	Total		236.6	236.6		100.00	0.00
	Tamaño Nominal Máximo (TNM)	0.42	Diámetro equiparable (D30)	0.15	Coeficiente de uniformidad (Cu)		10.5
Diámetro efectivo (D10)	0.04	Diámetro dimensional (D60)	0.42	Coeficiente de curvatura (Cc)		1.34	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 152 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 2



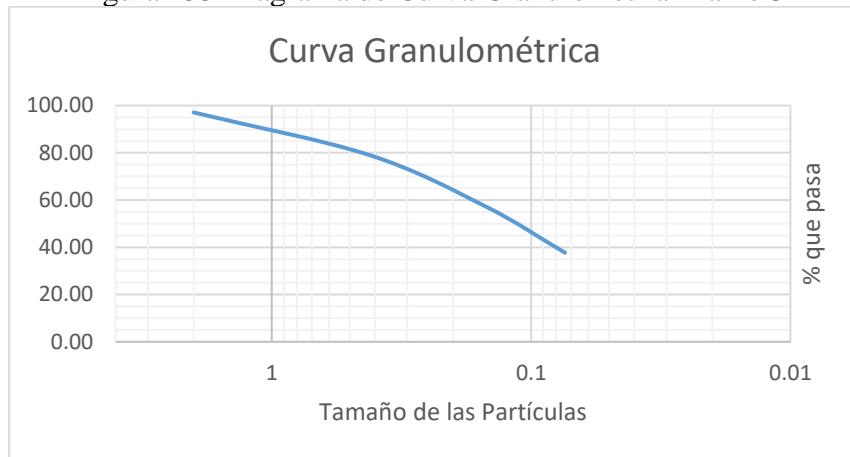
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 76 Resultados de Granulometría Tramo 3

TRAMO 3	Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido (gr)	Peso retenido acumulado (gr)	% retenido	% retenido acumulado	% pasa
	#10	2	8.4	8.4	1.45	1.45	98.55
	#40	0.42	153.1	161.5	26.36	27.80	72.20
	#100	0.149	222.7	384.2	38.34	66.14	33.86
	#200	0.074	88.8	473	15.29	81.43	18.57
	Fuente		107.9	580.9	18.57	100.00	0.00
	Total		580.9	580.9		100.00	0.00
	Tamaño Nominal Máximo (TNM)	0.42	Diámetro equiparable (D30)	0.13	Coeficiente de uniformidad (Cu)		8.25
Diámetro efectivo (D10)	0.04	Diámetro dimensional (D60)	0.33	Coeficiente de curvatura (Cc)		1.28	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 153 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 3



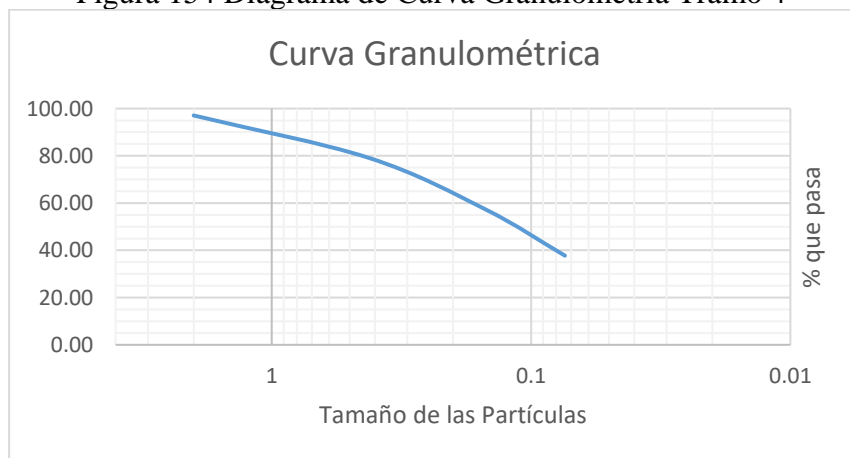
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 77 Resultados de Granulometría Tramo 4

TRAMO 4	Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido (gr)	Peso retenido acumulado (gr)	% retenido	% retenido acumulado	% pasa
	#10	2	14.1	14.1	2.87	2.87	97.13
	#40	0.42	175.9	190	35.80	38.67	61.33
	#100	0.149	171.2	361.2	34.84	73.50	26.50
	#200	0.074	46.4	407.6	9.44	82.95	17.05
	Fuente		83.8	491.4	17.05	100.00	0.00
	Total		491.4	491.4		100.00	0.00
Tamaño Nominal Máximo (TNM)	0.42	Diámetro equiparable (D30)	0.18	Coeficiente de uniformidad (Cu)		9.53	
Diámetro efectivo (D10)	0.043	Diámetro dimensional (D60)	0.41	Coeficiente de curvatura (Cc)		1.84	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 154 Diagrama de Curva Granulometría Tramo 4



Fuente: Jhofre W. Caiza

Límites de Atterberg

Estos ensayos permiten establecer las fronteras entre los estados de consistencia según el contenido de agua y permite clasificar el tipo de suelo según sus propiedades.

Límite Líquido (LL%)

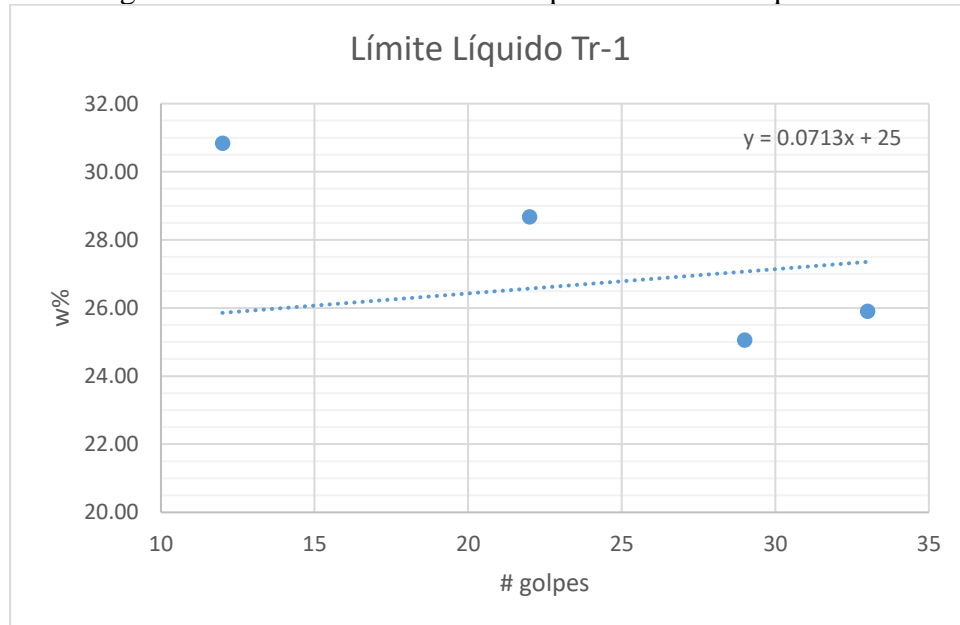
Corresponde a la frontera entre el estado de consistencia semilíquido y plástico y nos proporciona información sobre si este suelo es orgánico o inorgánico.

Tabla 78 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 1

	Rango de Golpes	Número de golpes	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	W% promedio	LL %
TRAMO 1	11_13	12	14	11.2	18.4	16.70	5.50	1.70	30.91	30.84	26.8
			31	12.8	21.3	19.3	6.50	2.00	30.77		
	21_24	22	24	6.2	9.6	8.90	2.70	0.70	25.93	28.68	
			202	10.8	15.4	14.3	3.50	1.10	31.43		
	27_29	29	47	10.9	16.3	15.2	4.30	1.10	25.58	25.05	
			76	11.4	18	16.7	5.30	1.30	24.53		
	36_39	33	04A	11.1	17.8	16.4	5.30	1.40	26.42	25.91	
			66	10.9	18.8	17.2	6.30	1.60	25.40		

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 155 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 1



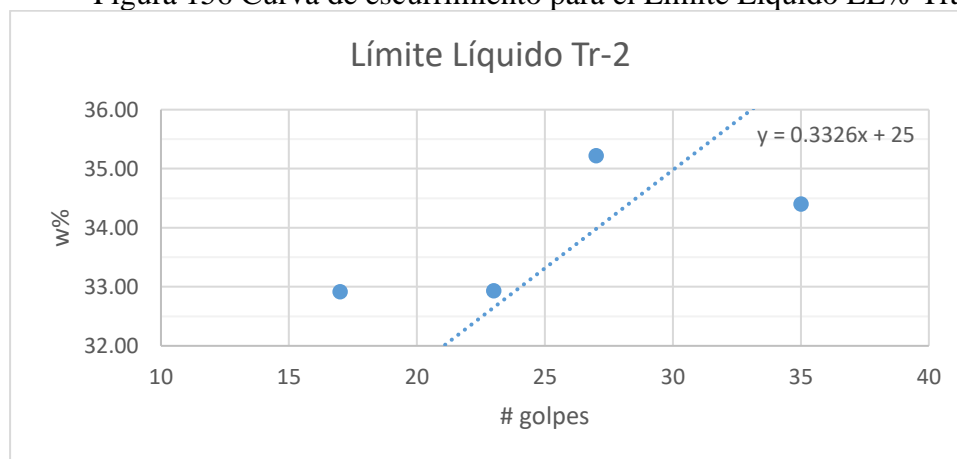
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 79 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 2

TRAMO 2	Rango de Golpes	Número de golpes	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	W% promedio	LL %
	11_13	17	60		10.9	16.2	14.90	4.00	1.30	32.50	32.92
12				11	14.2	13.4	2.40	0.80	33.33		
21_24	23	11		11.5	22.7	19.90	8.40	2.80	33.33	32.93	
		42		11.8	22.8	20.1	8.30	2.70	32.53		
27_29	27	1		10.7	17.7	15.9	5.20	1.80	34.62	35.22	
		10		10.6	19.7	17.3	6.70	2.40	35.82		
36_39	35	16		11.1	18	16.3	5.20	1.70	32.69	34.40	
		40		11.1	16	14.7	3.60	1.30	36.11		

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 156 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 2



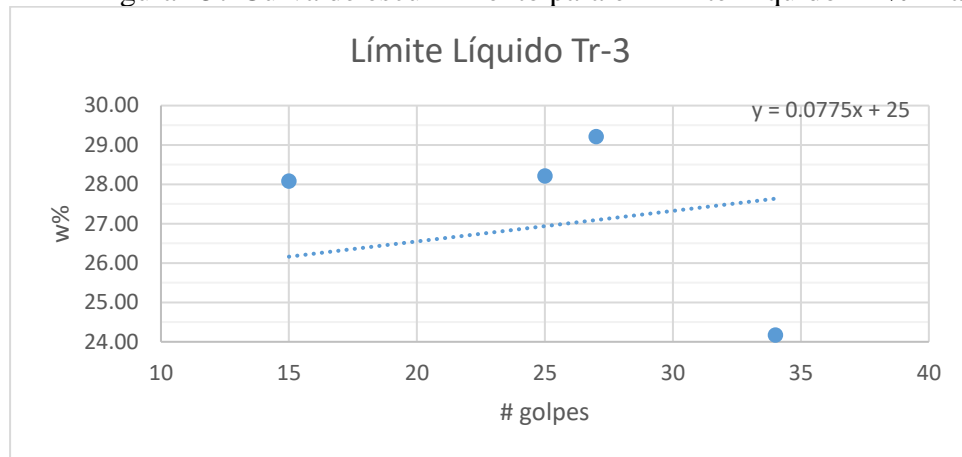
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 80 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 3

TRAMO 3	Rango de Golpes	Número de golpes	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	W% promedio	LL %
	11_13	15	p2		10.6	26.6	23.00	12.40	3.60	29.03	28.08
p4				10.7	27.1	23.6	12.90	3.50	27.13		
21_24	25	791		5.9	16	13.80	7.90	2.20	27.85	28.21	
		792		15.1	29.5	26.3	11.20	3.20	28.57		
27_29	27	78		11.5	35.8	30.3	18.80	5.50	29.26	29.21	
		4		17.5	33	29.5	12.00	3.50	29.17		
36_39	34	60		6.1	22.7	19.5	13.40	3.20	23.88	24.17	
		33		6.1	23.4	20	13.90	3.40	24.46		

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 157 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 3



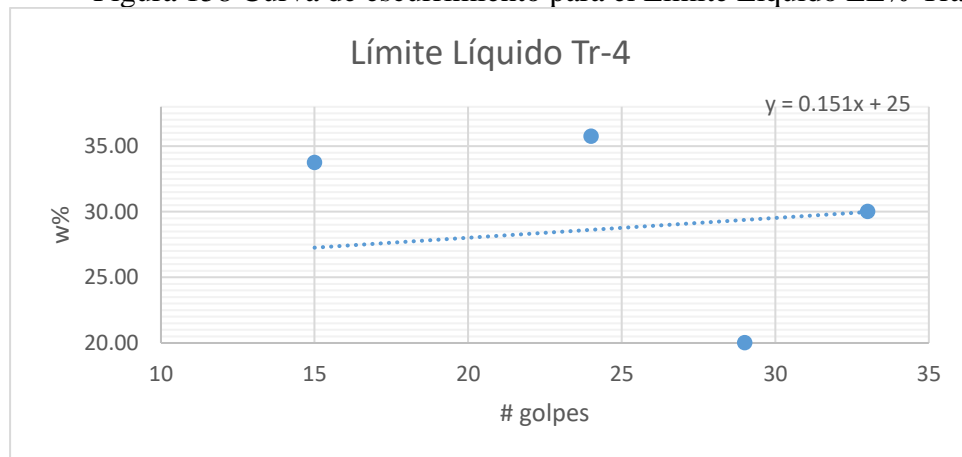
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 81 Resultados de Límite Líquido LL% Tramo 4

	Rango de Golpes	Número de golpes	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	W% promedio	LL %
TRAMO 4	11_13	15	8	11.4	17.4	15.90	4.50	1.50	33.33	33.77	28.8
			28	11.2	16.3	15	3.80	1.30	34.21		
	21_24	24	3a	10.8	14.7	13.70	2.90	1.00	34.48	35.76	
			3b	10.8	14.5	13.5	2.70	1.00	37.04		
	27_29	29	20	6	9.7	8.9	2.90	0.80	27.59	20.04	
			36	3.1	8.5	7.9	4.80	0.60	12.50		
	36_39	33	3	10.6	16.8	15.4	4.80	1.40	29.17	30.04	
			5	10.7	17.9	16.2	5.50	1.70	30.91		

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 158 Curva de escurrimiento para el Límite Líquido LL% Tramo 4



Fuente: Jhofre W. Caiza

Límite Plástico (LP%)

Corresponde a la frontera entre los límites de consistencia entre el estado plástico y semi sólido.

Tabla 82 Resultados de Límite Plástico LP%

Tramo	Recipiente	Peso del recipiente (gr)	Peso del suelo húmedo + recipiente (gr)	Peso del suelo seco + recipiente (gr)	Peso del suelo seco (gr)	Peso del agua (gr)	W%	LP %
1	8	7.5	9.2	8.80	1.30	0.40	30.77	28.46
	3b	10.6	12.5	12.1	1.50	0.40	26.67	
	50	6	7.2	6.90	0.90	0.30	33.33	
	7a	6	7.6	7.3	1.30	0.30	23.08	
2	12	10.6	12	11.70	1.10	0.30	27.27	35.88
	6e	10.7	11.9	11.6	0.90	0.30	33.33	
	p6	10.5	11.8	11.40	0.90	0.40	44.44	
	55	6.2	8	7.5	1.30	0.50	38.46	
3	11	10.7	13	12.50	1.80	0.50	27.78	28.78
	9	10.8	12.5	12.1	1.30	0.40	30.77	
	65	6.1	8.1	7.70	1.60	0.40	25.00	
	73	10.7	13.2	12.6	1.90	0.60	31.58	
4	200	10.7	11.9	11.60	0.90	0.30	33.33	25.83
	104	10.7	11.5	11.3	0.60	0.20	33.33	
	202	10.7	11.3	11.20	0.50	0.10	20.00	
	2	10.5	11.2	11.1	0.60	0.10	16.67	

Fuente: Jhofre W. Caiza

Índice Plástico (IP)

Es la diferencia entre el Límite Líquido y Límite Plástico. El Límite Líquido y el Índice Plástico es importante ya que nos permite establecer si el suelo es limoso o arcilloso, determinar si es de alta o baja plasticidad.

Tabla 83 Resultados de Límite Plástico LP%

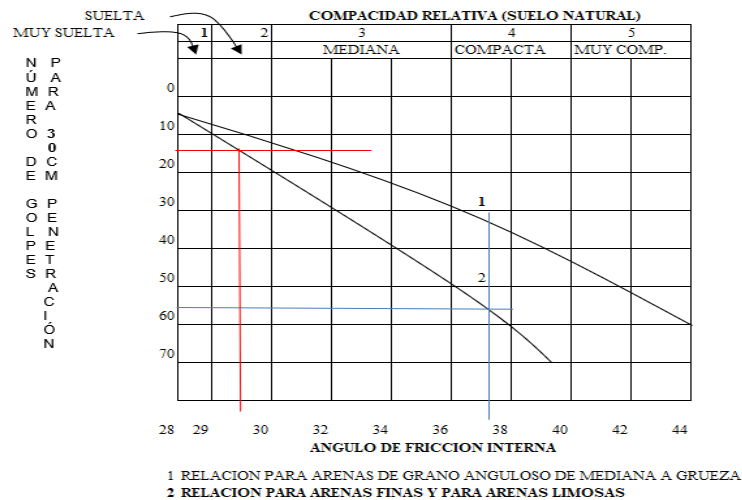
Tramo	LL %	LP %	IP
1	26.78	28.46	NP
2	33.2	35.88	NP
3	26.94	28.78	NP
4	28.78	25.83	2.95

Fuente: Jhofre W. Caiza

Ángulo de fricción interna, Compacidad Relativa, Presión Vertical, Tipo de Perfil NEC y Tipo de Perfil SUCS.

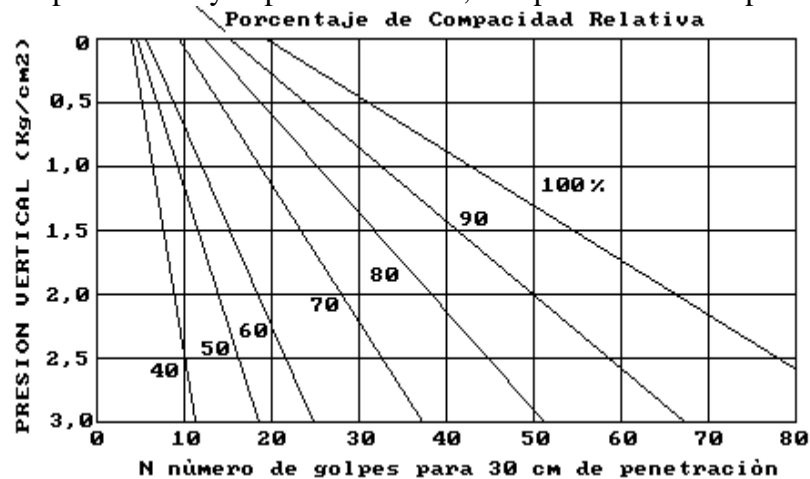
Estas propiedades del suelo se han obtenido a través de correlaciones con el N SPT empleando los siguientes ábacos:

Figura 159 Ábaco de correlación entre el N SPT para 30 cm de penetración y el ángulo de fricción interna de las arenas



Fuente: E. Juárez Badillo and A. Rico Rodríguez, *Mecánica de suelos, Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, 2nd ed. México: Editorial Limusa, 2005

Figura 160 Ábaco de correlación entre el N SPT para 30 cm de penetración y la presión vertical, compacidad relativa para las arenas



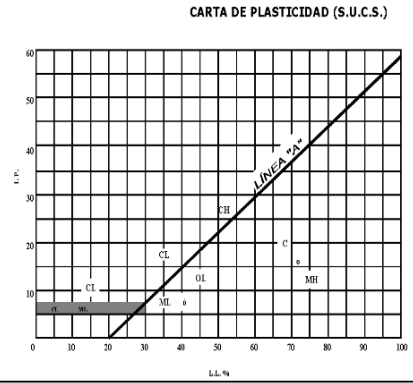
Fuente: E. Juárez Badillo and A. Rico Rodríguez, *Mecánica de suelos, Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, 2nd ed. México: Editorial Limusa, 2005

Para la clasificación según la NEC se ha empleado el procedimiento expuesto en NEC_SE_DS en donde se clasifica en función de N SPT y Vs.

Para la clasificación según SUCS se ha empleado los resultados de granulometría y los límites de Atterberg antes calculados junto a la siguiente tabla de clasificación:

Tabla 84 Esquema de clasificación de suelos SUCS
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)
 INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR LA MALLA N.º 4	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. Cu = D ₆₀ / D ₂₀ ; Cc = (D ₃₀) ² / (D ₁₀ (D ₆₀))	
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		
		* GM u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	ARENA LIMPÍA Poco o nada de partículas finas	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	Cu = D ₆₀ / D ₁₀ mayor de 6 ; Cc = (D ₃₀) ² / (D ₁₀ (D ₆₀)) entre 1 y 3.
			SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	
	ARENAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	ARENA LIMPÍA Poco o nada de partículas finas	* SM u	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ⊕ Lase partículas de 0.075 mm de diámetro (la malla No. 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G - Grava, S - Arena, O - Suelo Orgánico, P - Turba, M - Limo C - Arcilla, W - Bien Graduada, P - Mal Graduada, L - Baja Compresibilidad, H - Alta Compresibilidad
			CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
OL			Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.		
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		



** CLASIFICACIÓN DE FRONTERA- LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERÍSTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACIÓN DE LOS DOS SÍMBOLOS; POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.
 © TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD.
 * LA DIVISIÓN DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d Y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS ÚNICAMENTE. LA SUB-DIVISIÓN ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFIO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFIO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.

Fuente: S.U.C.S.

Tabla 85 Resultados de parámetros obtenidos por ábacos

Tramo	N SPT total	Ø fricción interna	Compacidad Relativa	Compacidad Relativa %	Presión Vertical (kg/cm2)	Tipo de perfil NEC	Tipo de perfil SUCS
1	16	29.5	3	50	2.4	D	SW
2	53	37.2	4	90	2.2	D	SW

Fuente: Jhofre W. Caiza

Velocidad media de la onda de corte

Para el cálculo de V_s se ha empleado fórmulas de correlación con el N SPT expuestas en diversas investigaciones de diferentes autores para varios tipos suelo, sin embargo para esta investigación se han usado aquellas fórmulas indicadas para todo tipo de suelo y arenas por la naturaleza del suelo de la cimentación.

Tabla 86 Fórmulas para el cálculo de V_s

Autores	Todo tipo de suelo (m/s)	Arena (m/s)
<i>Imai, T., Tonouchi, K. 1982</i>	$V_s = 96.9 \cdot (N^{0.314})$	-----
<i>Imai, T., Yoshimura, Y. 1970</i>	$V_s = 76 \cdot (N^{0.33})$	-----
<i>Ohta et al. 1978</i>	$V_s = 85.35 \cdot (N^{0.348})$	-----
<i>Imai T. 1977</i>	$V_s = 91 \cdot (N^{0.337})$	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$
<i>Ohba, S., Toriumi, I., 1970</i>	$V_s = 84 \cdot (N^{0.31})$	-----
<i>Okamoto et al. 1989</i>	-----	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$
<i>Kiku et al. 2001</i>	$V_s = 68.3 \cdot (N^{0.292})$	-----
<i>Hasancebi and Ulusay. 2006</i>	$V_s = 90 \cdot (N^{0.309})$	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$
<i>Dikmen. 2009</i>	$V_s = 58 \cdot (N^{0.39})$	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$
<i>Uma Maheshwari et al. 2010</i>	$V_s = 95.64 \cdot (N^{0.301})$	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$
<i>Fauzi et al. 2014</i>	$V_s = 105.03 \cdot (N^{0.286})$	-----
<i>Gautam. 2016</i>	$V_s = 115.8 \cdot (N^{0.251})$	$V_s = 78.7 \cdot (N^{0.352})$
<i>Japan Road Association. 2002</i>	-----	$V_s = 100 \cdot (N^{1/3})$
<i>Alfaro. 2007</i>	$V_s = 99.783 \cdot (N^{0.383})$	-----

Fuente: Jhofre W. Caiza

El cálculo final de V_s se ha obtenido mediante la aplicación de una distribución normal para los resultados obtenidos y aplicando un intervalo con una confianza del 95 %.

Tramo 1

Tabla 87 Resultados de V_s para el tramo 1

Autores	Todo tipo de suelo (m/s)	Arena (m/s)
<i>Imai, T., Tonouchi, K. 1982</i>	231.43	-----
<i>Imai, T., Yoshimura, Y. 1970</i>	189.75	-----
<i>Ohta et al. 1978</i>	223.99	-----
<i>Imai T. 1977</i>	231.65	201.79
<i>Ohba, S., Toriumi, I., 1970</i>	198.41	-----
<i>Okamoto et al. 1989</i>	-----	287.17
<i>Kiku et al. 2001</i>	153.47	-----
<i>Hasancebi and Ulusay. 2006</i>	211.99	219.94
<i>Dikmen. 2009</i>	171.02	182.26
<i>Uma Maheshwari et al. 2010</i>	220.33	209.60
<i>Fauzi et al. 2014</i>	232.11	-----
<i>Gautam. 2016</i>	232.24	208.85
<i>Japan Road Association. 2002</i>	-----	251.98
<i>Alfaro. 2007</i>	288.56	-----

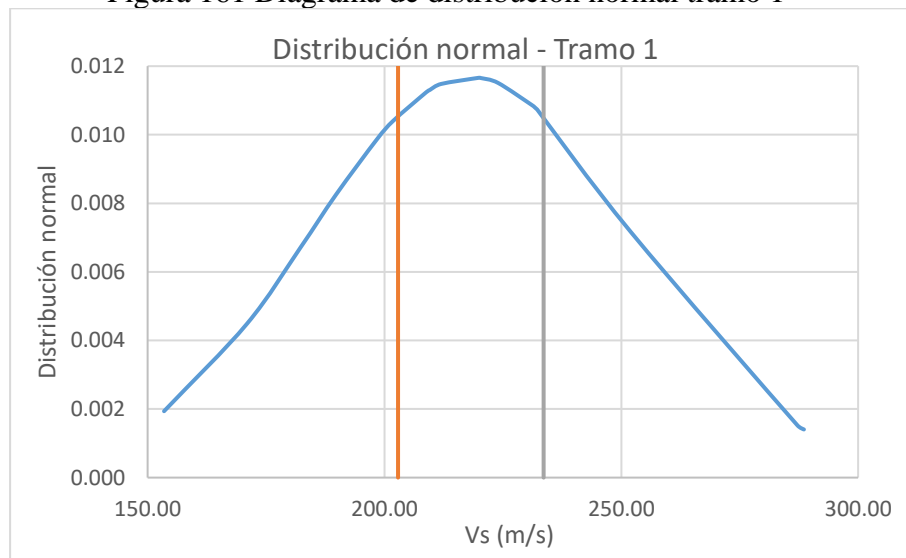
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 88 Proceso de distribución normal tramo1

Vs	Vs ordenado	Distribución normal	Media	Desviación estándar	Alfa
231.43	153.47	0.001937	218.24	34.17	5%
189.75	171.02	0.004493	Intervalo de confianza 15.36		Total, de datos 19
223.99	182.26	0.006706			
231.65	189.75	0.008247	<i>Vs tramo 1</i>		<i>222.21</i>
198.41	198.41	0.009866			
153.47	201.79	0.010398			
211.99	208.85	0.011243			
171.02	209.60	0.011308			
220.33	211.99	0.011482			
232.11	219.94	0.011661			
232.24	220.33	0.011653			
288.56	223.99	0.011511			
201.79	231.43	0.010837			
287.17	231.65	0.010810			
219.94	232.11	0.010752			
182.26	232.24	0.010735			
209.60	251.98	0.007169			
208.85	287.17	0.001526			
251.98	288.56	0.001405			

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 161 Diagrama de distribución normal tramo 1



Fuente: Jhofre W. Caiza

Tramo 2

Tabla 89 Resultados de Vs para el tramo 2

Autores	Todo tipo de suelo (m/s)	Arena (m/s)
<i>Imai, T., Tonouchi, K. 1982</i>	337.09	-----
<i>Imai, T., Yoshimura, Y. 1970</i>	281.72	-----
<i>Ohta et al. 1978</i>	339.82	-----
<i>Imai T. 1977</i>	346.83	299.96
<i>Ohba, S., Toriumi, I., 1970</i>	287.61	-----
<i>Okamoto et al. 1989</i>	-----	411.33
<i>Kiku et al. 2001</i>	217.73	-----
<i>Hasancebi and Ulusay. 2006</i>	306.93	322.27
<i>Dikmen. 2009</i>	272.83	270.60
<i>Uma Maheshwari et al. 2010</i>	315.97	287.89
<i>Fauzi et al. 2014</i>	326.93	-----
<i>Gautam. 2016</i>	313.69	318.36
<i>Japan Road Association. 2002</i>	-----	375.63
<i>Alfaro. 2007</i>	456.51	-----

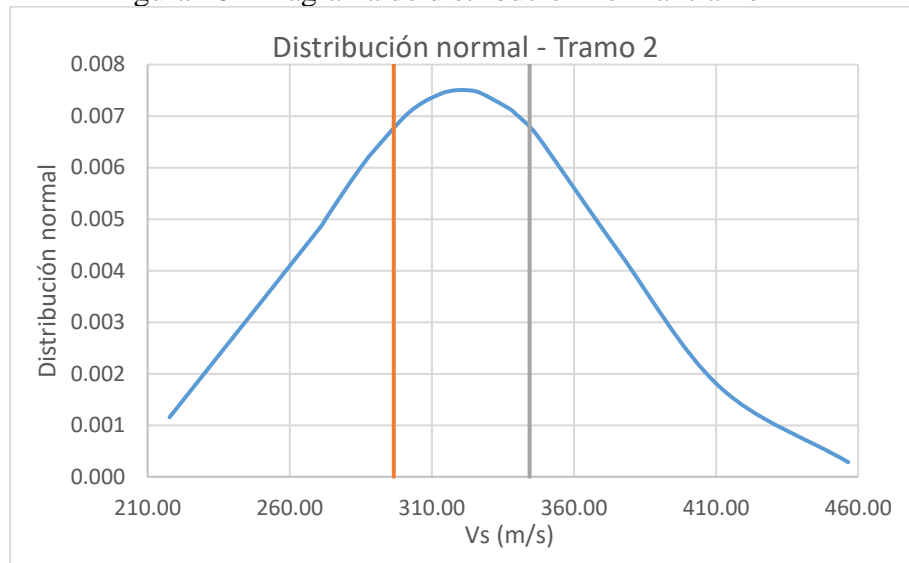
Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 90 Proceso de distribución normal tramo2

Vs	Vs ordenado	Distribución normal	Media	Desviación estándar	Alfa	
337.09	217.73	0.001156	320.51	53.14	5%	
281.72	270.60	0.004830	Intervalo de confianza		Total, de datos	
339.82	272.83	0.005020	23.89	296.62		
346.83	281.72	0.005752		344.41		19
287.61	287.61	0.006198	<i>Vs tramo 2</i>			320.12
217.73	287.89	0.006218				
306.93	299.96	0.006967				
272.83	306.93	0.007266				
315.97	313.69	0.007446				
326.93	315.97	0.007480				
313.69	318.36	0.007501				
456.51	322.27	0.007503				
299.96	326.93	0.007453				
411.33	337.09	0.007151				
322.27	339.82	0.007028				
270.60	346.83	0.006641				
287.89	375.63	0.004384				
318.36	411.33	0.001743				
375.63	456.51	0.000284				

Fuente: Jhofre W. Caiza

Figura 162 Diagrama de distribución normal tramo 2



Fuente: Jhofre W. Caiza

Tabla 91 Resumen de resultados de Vs

Tramo	N SPT total	Vs (m/s)
1	16	222.21
2	53	320.12

Fuente: Jhofre W. Caiza

Capacidad de Carga

El cálculo de la carga última se ha realizado con el empleo de la teoría de Terzaghi y tomando un factor de seguridad de 3 para el cálculo de la carga admisible.

$$q_u = C * N_c + \gamma * D_f * N_q + \frac{1}{2} B * \gamma * N_\gamma \quad \text{Ec. 50}$$

Tabla 92 Resultados de Capacidad de Carga

Tramo	Ø fricción interna	γ (Tn/m3)	Df (m)	Nq	B (m)	Nγ	qu (Tn/m2)	q adm (Tn/m2)
1	29.5	1.84	1.34	17	1	18	58.48	19.49
2	37.2	1.83	1.34	26	1	50	109.51	36.50

Fuente: Jhofre W. Caiza

Módulo de Winkler

El módulo de reacción del suelo se ha determinado en base a la tabla propuesta por Nelson Morrison en 1993.

Tabla 93 Valores de módulo de reacción del suelo

Módulo de reacción del suelo					
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: Nelson Morrison, 1993

Tabla 94 Resultados de Módulo de reacción del suelo (Winkler)

Tramo	q adm (Tn/m ²)	Winkler (kg/cm ³)
1	19.49	3.91
2	36.50	7.30

Fuente: Jhofre W. Caiza

Anexo 3

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS																	
Viga	Sección	As	Tramos														
			1			2			3			4			5		
			End-i	Middle	End-j	End-i	Middle	End-j	End-i	Middle	End-j	End-i	Middle	End-j	End-i	Middle	End-j
Viga Eje 1. Nv +3.70, +16.66	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20						
			12.32	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	15.46						
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16					
			8.04	8.04	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04					
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm								
Viga Eje 1. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø22						
			15.46	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	17.44						
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16					
			8.04	8.04	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04					
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm								
Viga Eje 4. Nv +3.70, +16.66	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20						
			12.32	6.03	15.46	15.46	6.03	15.46	15.46	6.03	12.32						
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16					

			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04								
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm									
Viga Eje 4. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20							
			12.32	6.03	17.44	17.44	6.03	17.44	17.44	6.03	12.32							
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16						
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04						
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm									
Viga Eje 2,3. Nv +3.70	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20		
			12.32	12.32	12.32	12.32	6.03	20.76	20.76	6.03	25.67	25.67	6.03	12.32	12.32	12.32	12.32	
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04
		V	Ø10mm @ 10cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm			
Viga Eje 2,3. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16 & 4Ø25	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20		
			20.76	20.76	20.76	20.76	6.03	25.67	25.67	6.03	25.67	25.67	6.03	12.32	12.32	12.32	12.32	
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04
		V	Ø10mm @ 10cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm			

Viga Eje 2,3. Nv +16.66	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20		
			17.44	17.44	17.44	17.44	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76	20.76	20.76	6.03	12.32	12.32	12.32	12.32	
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 1Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16 & 1Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	10.05	8.04	8.04	8.04	10.05	8.04	8.04	8.04	8.04
		V	Ø10mm @ 10cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm				
Viga Eje D. Nv +3.70, +16.66	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16 & 2Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20								
			15.46	6.03	12.32	12.32	6.03	12.32	12.32	6.03	15.46								
		Inf	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16							
			8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04							
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm										
Viga Eje A. Nv +3.70, +16.66, Viga Eje D. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 2Ø25	3Ø16 & 2Ø25	3Ø16	3Ø16 & 2Ø25	3Ø16 & 2Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20								
			15.46	6.03	15.85	15.85	6.03	15.85	15.85	6.03	15.46								
		Inf	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16							
			8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04							
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm										
Viga Eje A. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25								
			20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76								

		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16							
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04							
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm								
Viga Eje B, C. Nv +3.70, +16.66	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16 & 3Ø22	3Ø16	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16 & 3Ø20	3Ø16	3Ø16 & 3Ø22						
			17.44	6.03	17.44	17.44	6.03	15.46	15.46	6.03	17.44						
		Inf	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16					
			8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04					
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm								
Viga Eje B, C. Nv +6.94, +10.18, +13.42	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16 & 3Ø25	3Ø16	3Ø16 & 3Ø25						
			20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76	20.76	6.03	20.76						
		Inf	4Ø16	4Ø16 & 2Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16					
			8.04	12.06	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04					
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm y 20cm								
Viga Eje C. Nv +19.90	40 cm * 50 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø16	3Ø16	3Ø16 & 2Ø16												
			10.05	6.03	10.05												
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16												
			8.04	8.04	8.04												

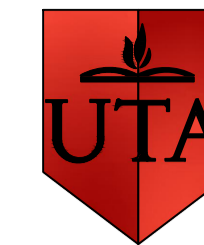
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm														
Viga Eje 2, 3. Nv +19.90 a +18.28	40 cm * 50 cm	Sup	5Ø16	5Ø16	5Ø16	5Ø16	5Ø16	5Ø16									
			10.05	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05									
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16	4Ø16									
			8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04									
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm			Ø10mm @ 10cm											
Viga Eje D. Nv +2.08, +5.32, +8.56, +11.80, +15.04, +18.28	35 cm * 40 cm	Sup	3Ø16 & 2Ø16	3Ø16	3Ø16 & 2Ø16												
			10.05	6.03	10.05												
		Inf	4Ø16	4Ø16	4Ø16												
			8.04	8.04	8.04												
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm														
Cadena 1. Nv +3.70, +6.94, +10.18, +13.42, 16.66	25 cm * 25 cm	Sup	3Ø16	3Ø16	3Ø16												
			6.03	6.03	6.03												
		Inf	3Ø16	3Ø16	3Ø16												
			6.03	6.03	6.03												
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm														
Viga Eje A',A''. Nv +4.84 Bloque secundario	30 cm * 40 cm	Sup	2Ø16 & 1Ø16	2Ø16	2Ø16 & 1Ø16												

			6.03	4.02	6.03														
		Inf	3Ø16	3Ø16 & 2Ø16	3Ø16														
			6.03	10.05	6.03														
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm																
Viga Eje 2',3'. Nv +4.84 Bloque secundario	30 cm * 40 cm	Sup	3Ø16	3Ø16	3Ø16														
			6.03	6.03	6.03														
		Inf	3Ø16	3Ø16	3Ø16														
			6.03	6.03	6.03														
		V	Ø10mm @ 10cm y 20cm																

PLANOS ARQUITECTÓNICOS

El modelo arquitectónico actualizado se encuentra alojado en la nube de autodesk con el siguiente link de ingreso: [ARQ-EDIFICIO DE IDIOMAS](#)

PLANOS ESTRUCTURALES ACTUALES Y DE REFORZAMIENTO



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

Proyecto:
Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entrespiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

Contenido:
- Planta de cimentación
- Armado de Tipos de Plintos
- Armado de Cadenas de amarre
- Armado de muro de Ascensor

Aprobado por:
Ing. Mg. Jorge Cevallos

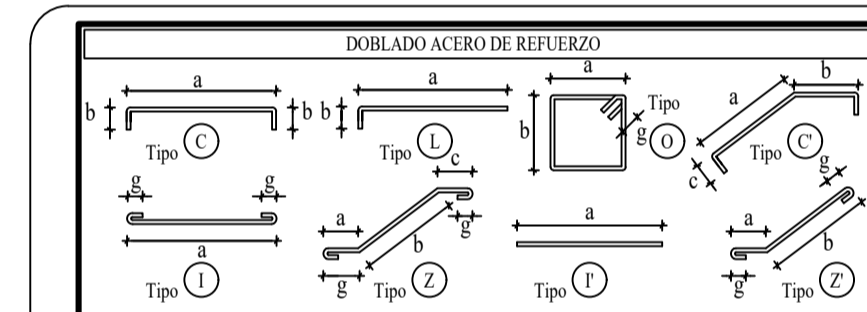
Lámina:
Estruc-01

Escala:
Indicadas

Elaborado por:
Egdo. Jhofre W. Caiza

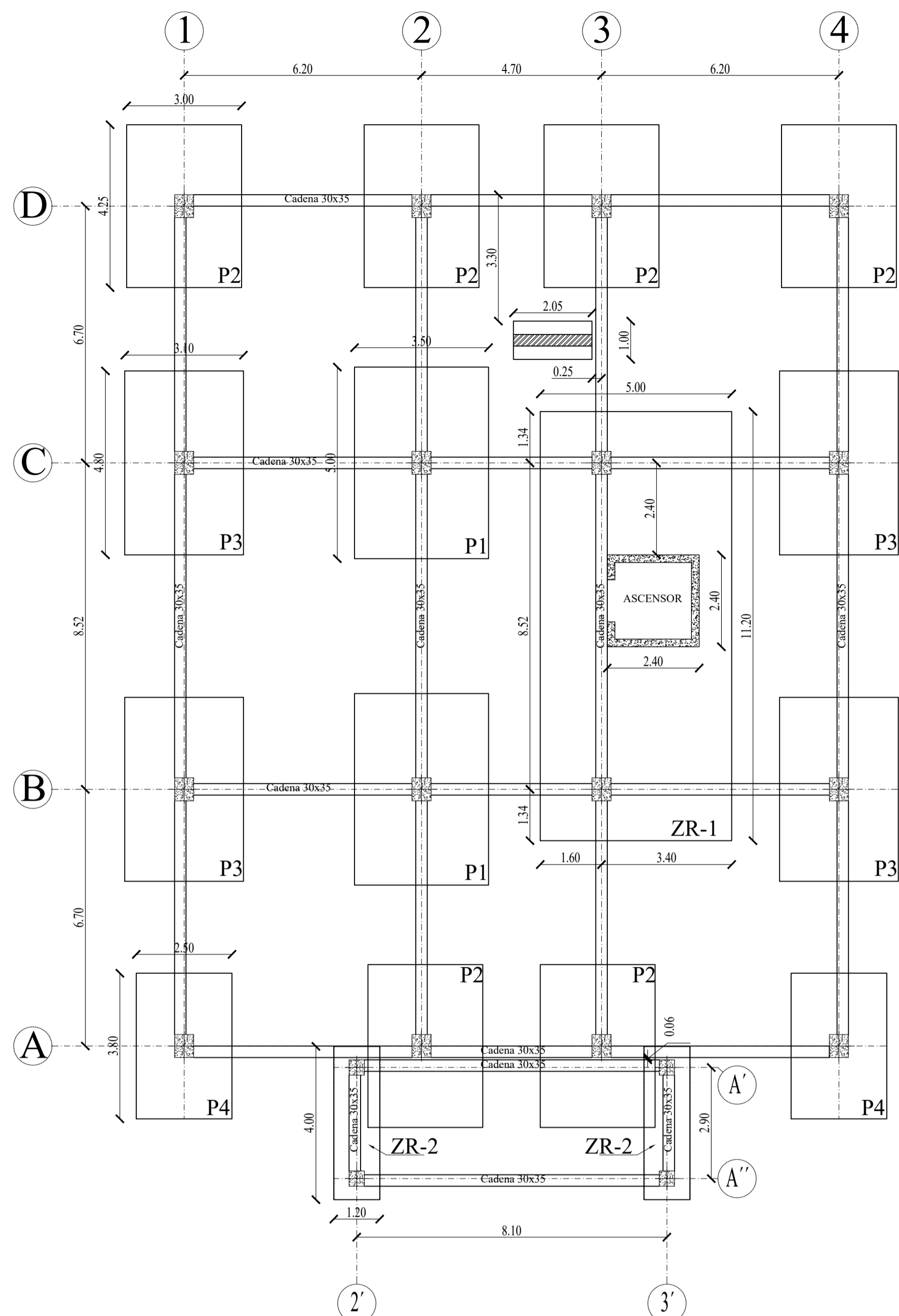
Fecha:
Septiembre 2022

Unidades:
metros

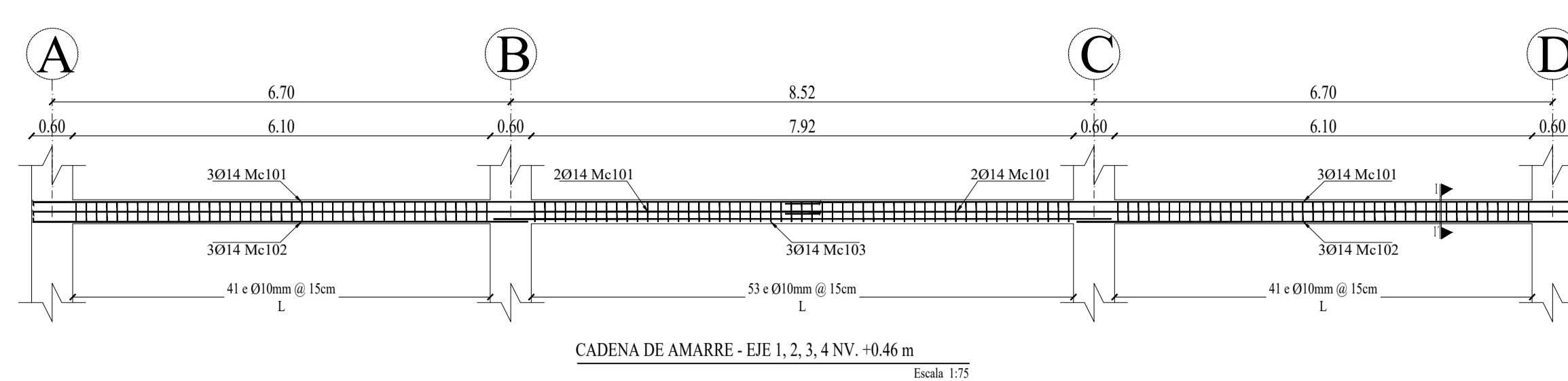


PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO A615 Gr.60

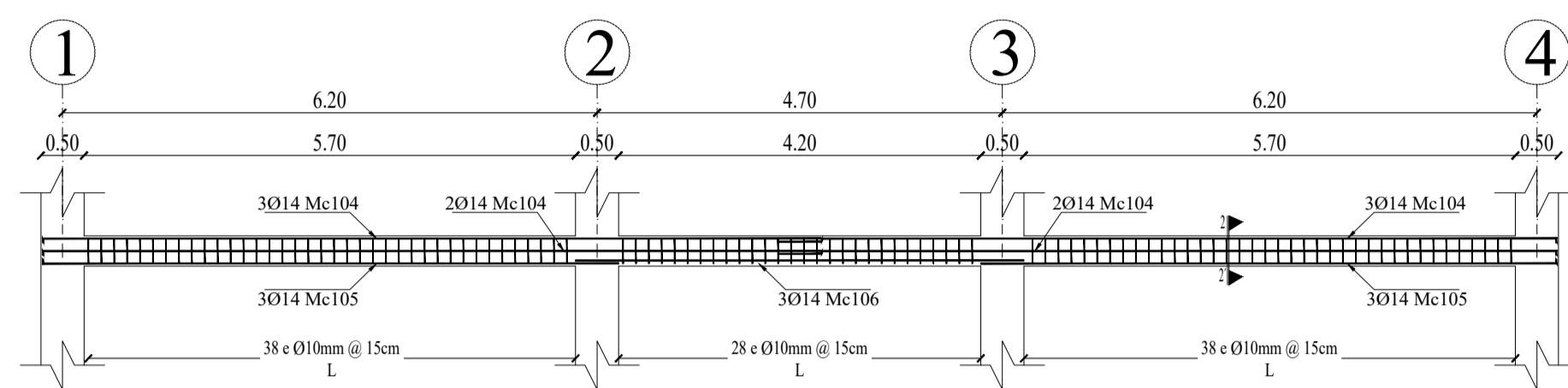
Mc	Ø	TIPO	No	Dimensiones					Longitud	Peso
				a	b	c	d	g		
PLINTOS										
10	20	I	50	3.40	---	---	0.10	3.6	180	442.80
11	20	I	35	4.50	---	---	0.10	5.1	178.5	439.11
12	18	I	42	2.90	---	---	0.10	3.1	130.2	260.40
13	18	I	30	4.15	---	---	0.10	4.35	130.5	261.00
14	20	I	48	3.00	---	---	0.10	3.2	153.6	377.86
15	20	I	37	4.70	---	---	0.10	4.9	151.9	373.67
16	16	I	38	2.40	---	---	0.10	2.6	98.8	156.10
17	16	I	25	3.70	---	---	0.10	3.9	97.5	154.05
ZAPATA RÍGIDA										
18	18	I	50	11.10	---	---	---	11.1	555	1110.00
19	10	O	100	3.00	0.50	---	0.075	7.15	715	443.30
20	18	I	50	3.90	---	---	---	3.9	195	390.00
21	10	O	27	1.10	0.20	---	0.075	2.75	74.25	46.04
CADENAS DE AMARRE										
100	10	O	1092	0.30	0.25	---	0.075	1.25	1365	846.30
101	14	L	40	11.50	0.15	---	---	11.65	466	563.86
102	14	L	24	7.30	0.15	---	---	7.35	176.4	213.44
103	14	I	12	9	---	---	---	9	108	130.68
104	14	L	40	9.00	0.15	---	---	9.15	366	442.86
105	14	L	24	6.65	0.15	---	---	6.8	163.2	197.47
106	14	I	12	5.20	---	---	---	5.2	62.4	75.50
107	14	C	16	8.45	0.15	---	---	8.75	140	169.40
107	14	C	16	3.25	0.15	---	---	3.55	56.8	68.73
MURO DE ASCENSOR										
250	14	I	272	9.80	---	---	---	9.8	2077.6	2513.90
251	14	O	260	0.60	0.15	---	0.075	1.65	429	519.09
252	14	O	520	0.90	0.15	---	0.075	2.25	1170	1415.70
253	14	O	390	0.95	0.15	---	0.075	2.35	916.5	1108.97



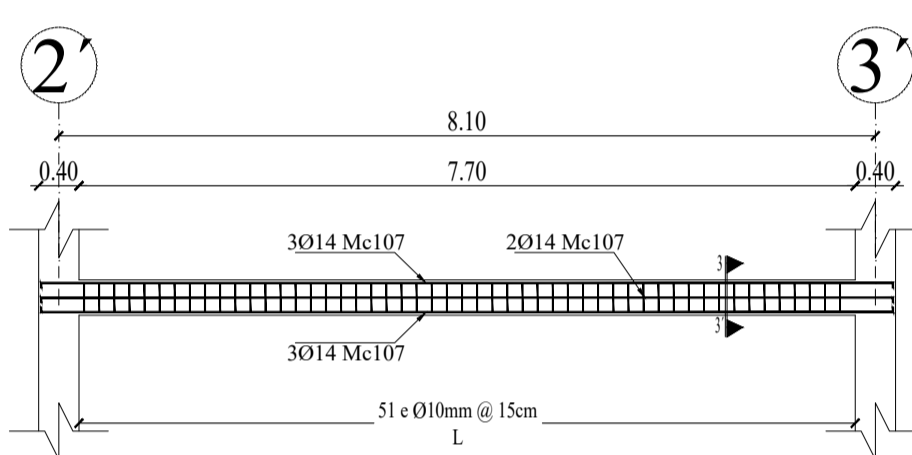
PLANTA DE CIMENTACIÓN Nv. +0.46 m
Escala 1:100



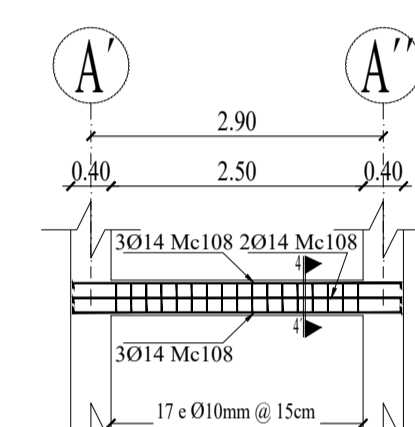
CADENA DE AMARRE - EJE 1, 2, 3, 4 NV. +0.46 m
Escala 1:75



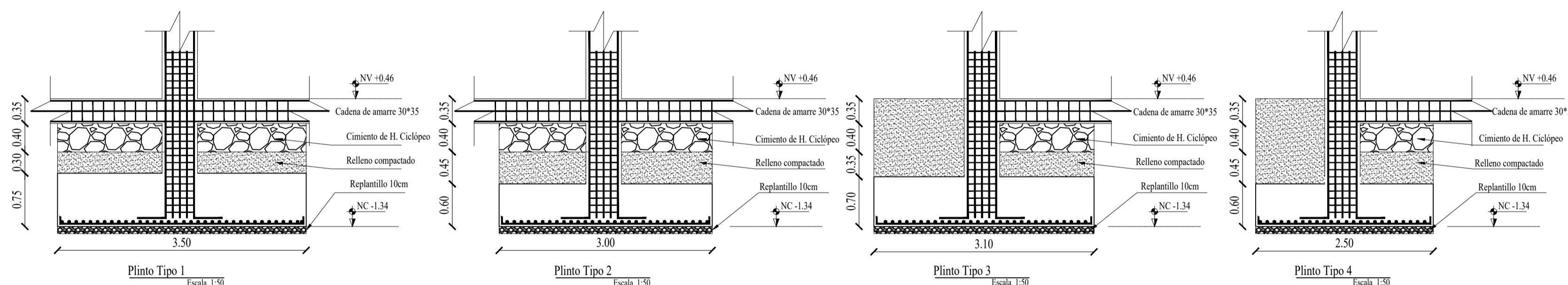
CADENA DE AMARRE - EJE A, B, C, D NV. +0.46 m
Escala 1:75



CADENA DE AMARRE - EJE A', A'' NV. +0.46 m
Escala 1:75



CADENA DE AMARRE - EJE A', A'' NV. +0.46 m
Escala 1:75



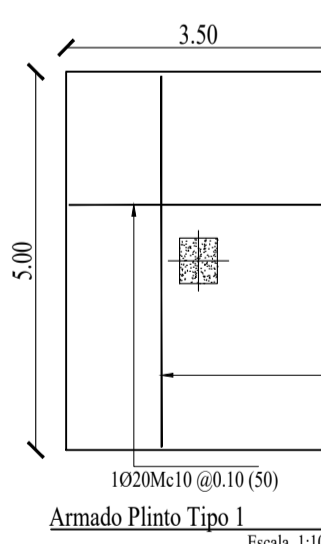
Plinto Tipo 1
Escala 1:50

Plinto Tipo 2
Escala 1:50

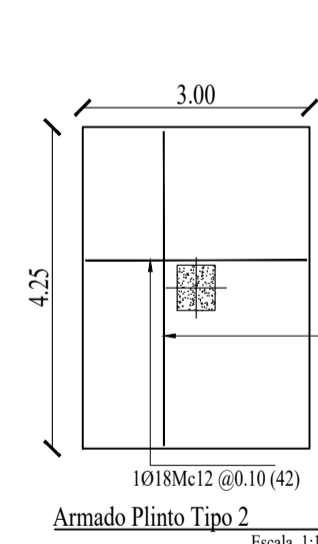
Plinto Tipo 3
Escala 1:50

Plinto Tipo 4
Escala 1:50

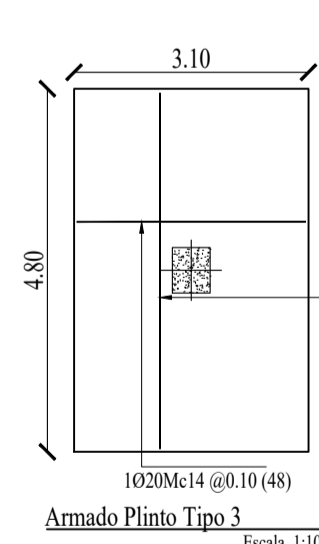
CUADRO DE PLINTOS						
TIPO	No.	DIMENSIONES		ARMADURA SENTIDO X	ARMADURA SENTIDO Y	UBICACIÓN
P1	2	3.50	5.00	1020Mc10 @0.10 (50)	1020Mc11 @0.10 (35)	NC-1.34, R2, C2
P2	6	3.00	4.25	1018Mc12 @0.10 (42)	1018Mc13 @0.10 (30)	NC-1.34, A1, A3, D1, D2, D3, D4
P3	4	3.10	4.80	1020Mc14 @0.10 (48)	1020Mc15 @0.10 (31)	NC-1.34, B1, B4, C1, C4
P4	2	2.50	3.80	1016Mc16 @0.10 (38)	1016Mc17 @0.10 (25)	NC-1.34, A1, A4



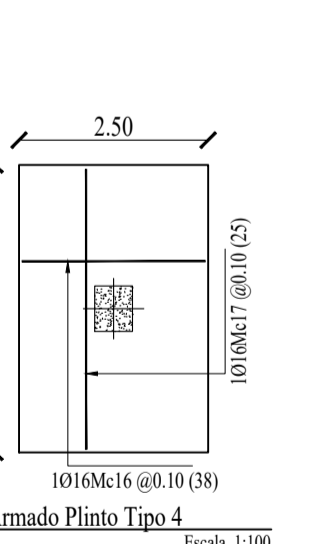
Armado Plinto Tipo 1
Escala 1:100



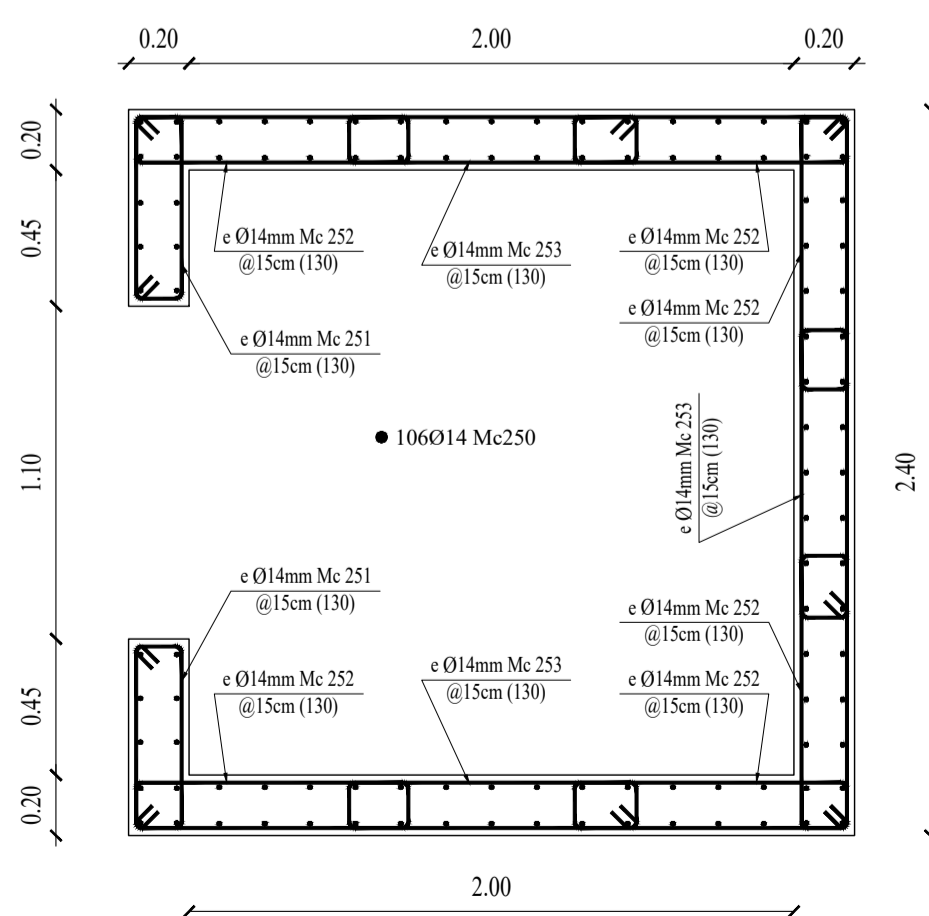
Armado Plinto Tipo 2
Escala 1:100



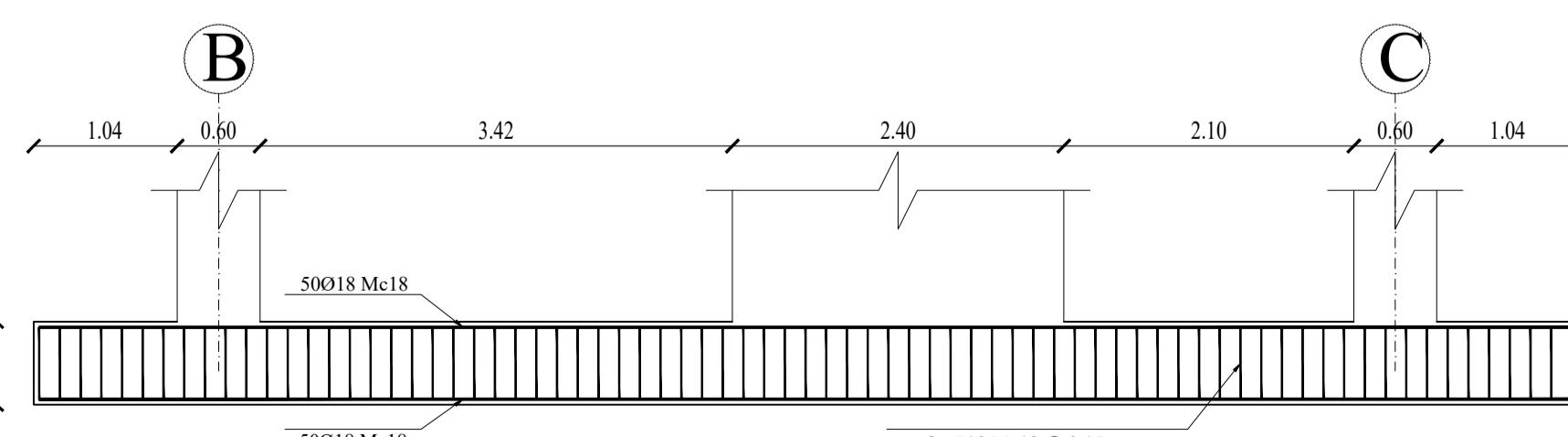
Armado Plinto Tipo 3
Escala 1:100



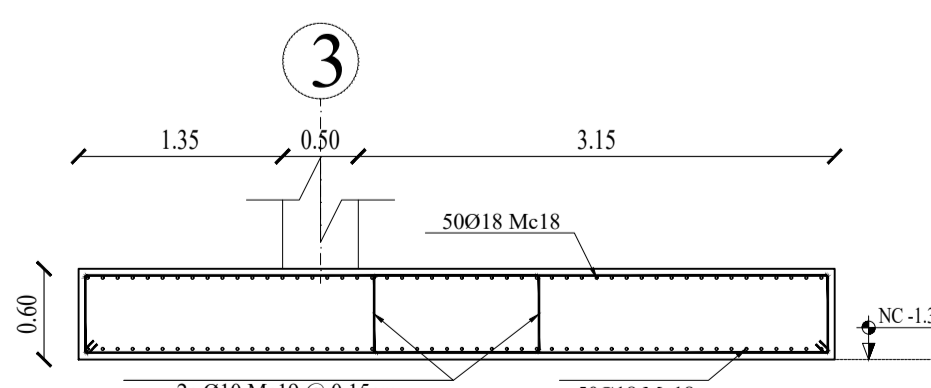
Armado Plinto Tipo 4
Escala 1:100



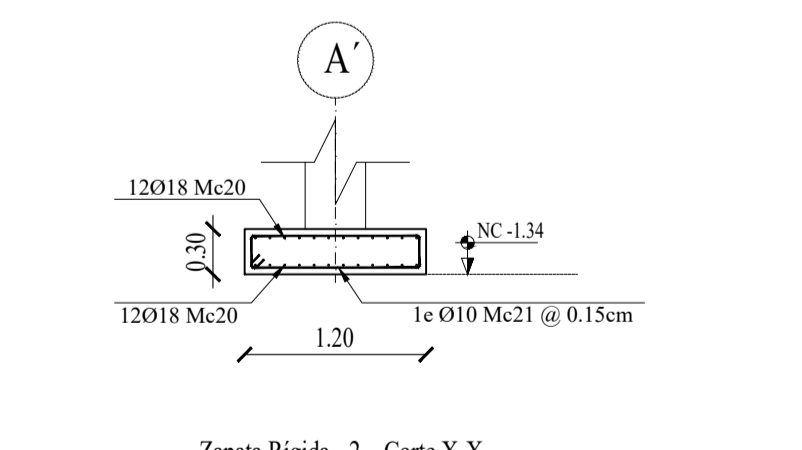
Sección Típica de Muro de Ascensor Nv -1.34 a Nv +18.28
Escala 1:25



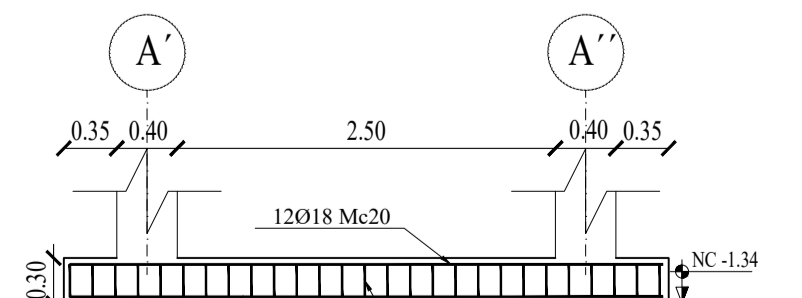
Zapata Rígida - 1 Corte Y-Y
Escala 1:50



Zapata Rígida - 1 Corte X-X
Escala 1:50



Zapata Rígida - 2 Corte X-X
Escala 1:50



Zapata Rígida - 2 Corte Y-Y
Escala 1:50

DIAMETRO DE VARIAS (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE BORBOL (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO PARA VARIAS CON RESALTES
10	12	12
12	16	16
14	20	20
16	24	24
18	28	28
20	32	32
22	36	36
24	40	40
26	44	44
28	48	48
30	52	52



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

Proyecto:
 Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de
 entrespiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de
 Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

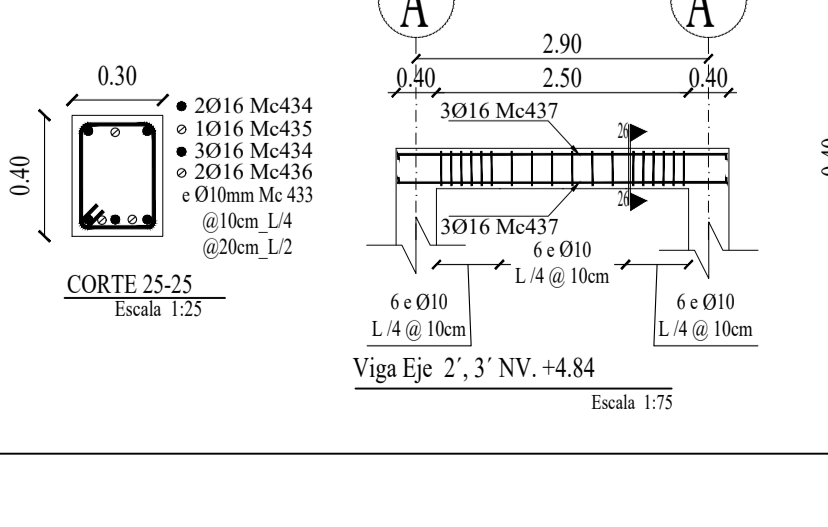
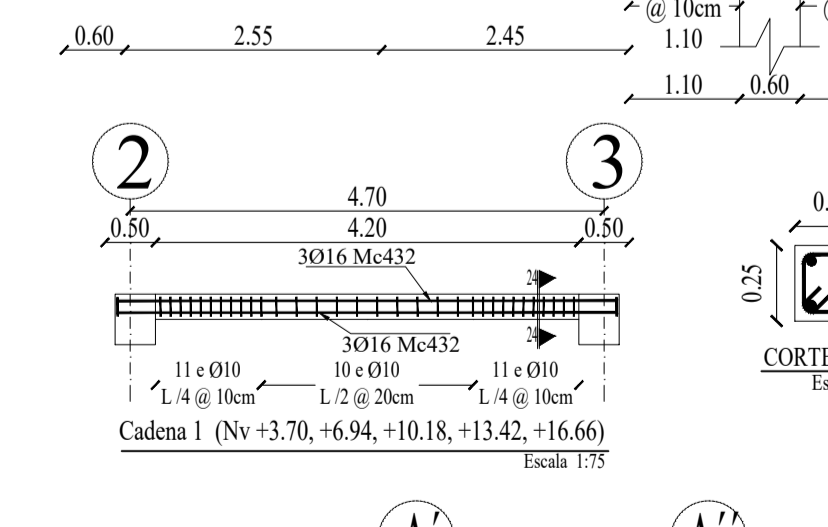
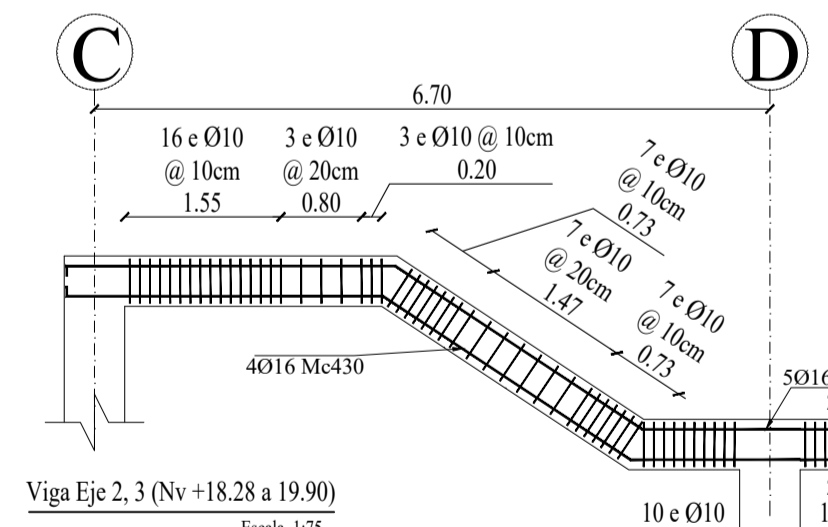
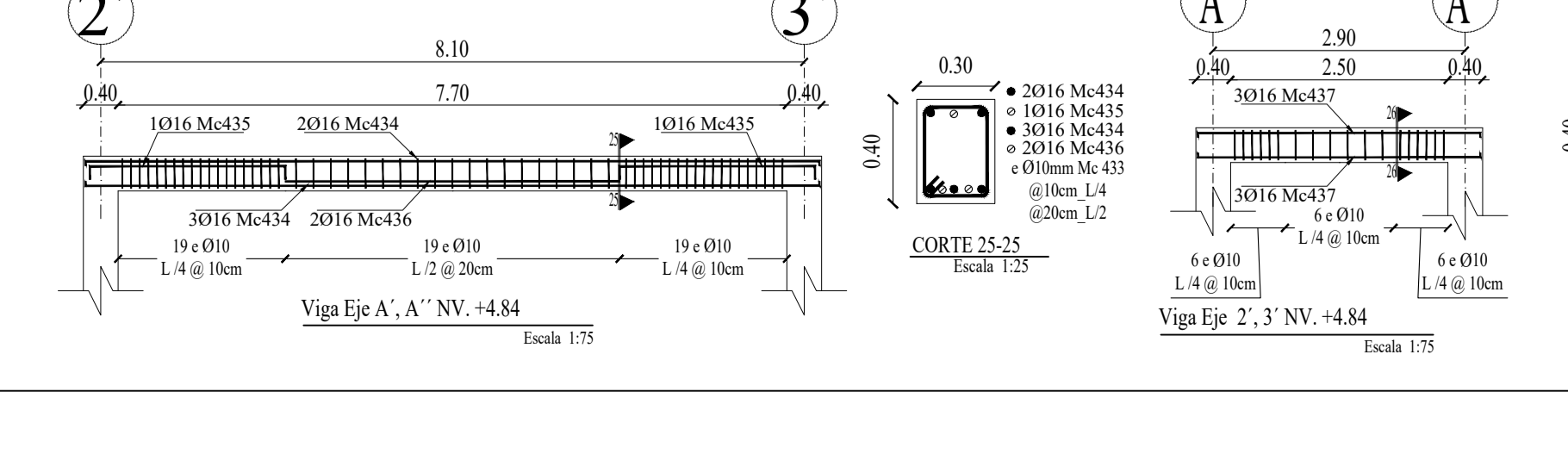
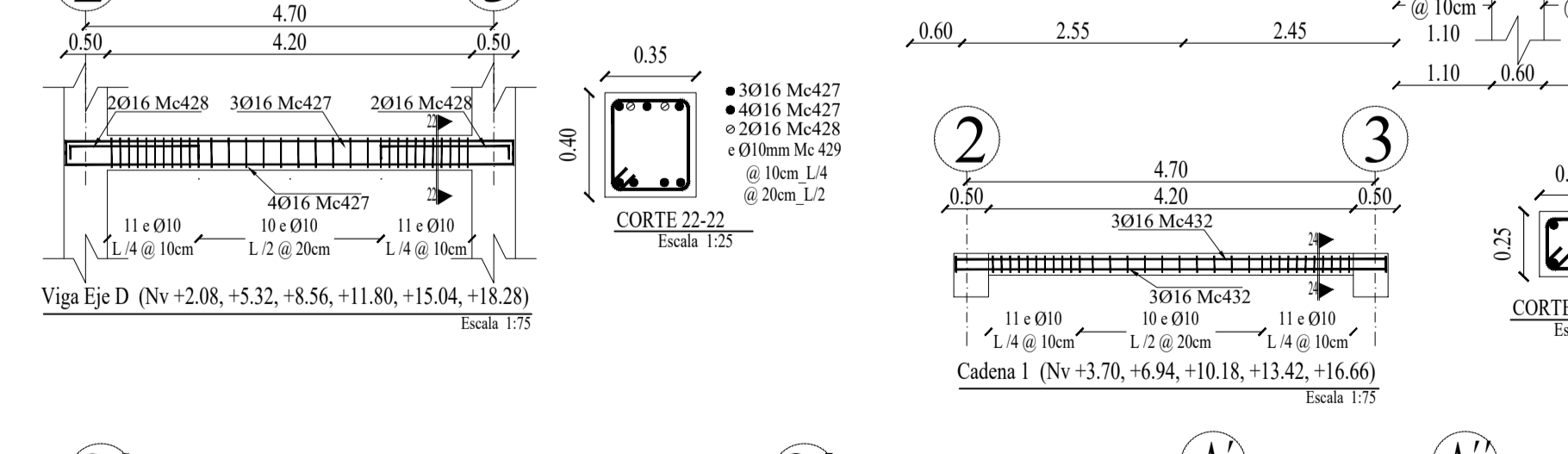
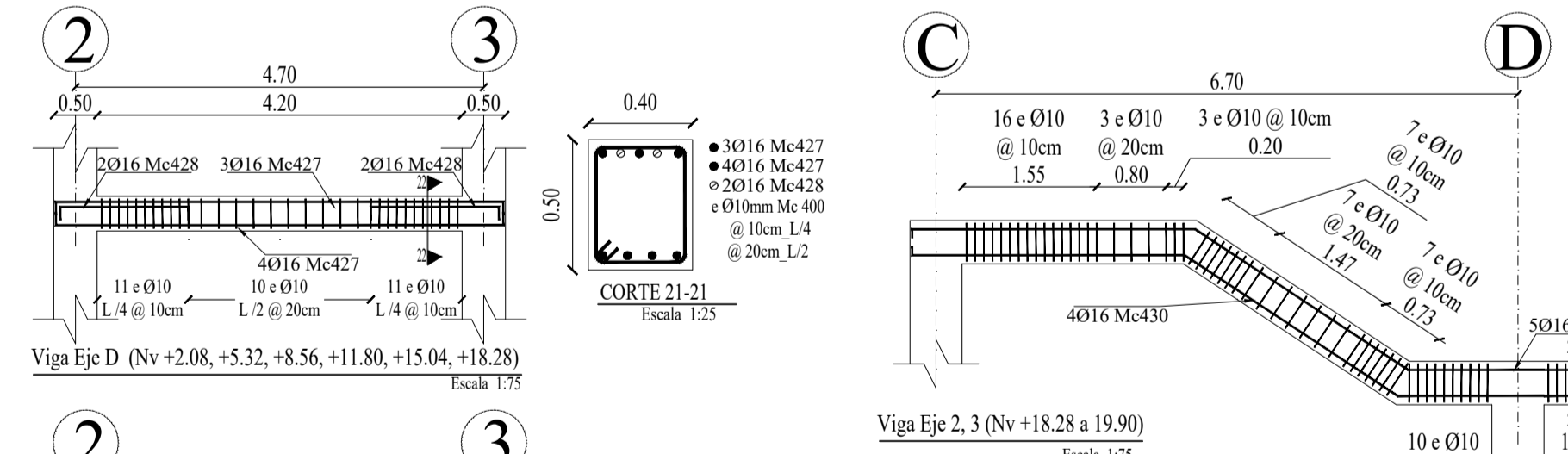
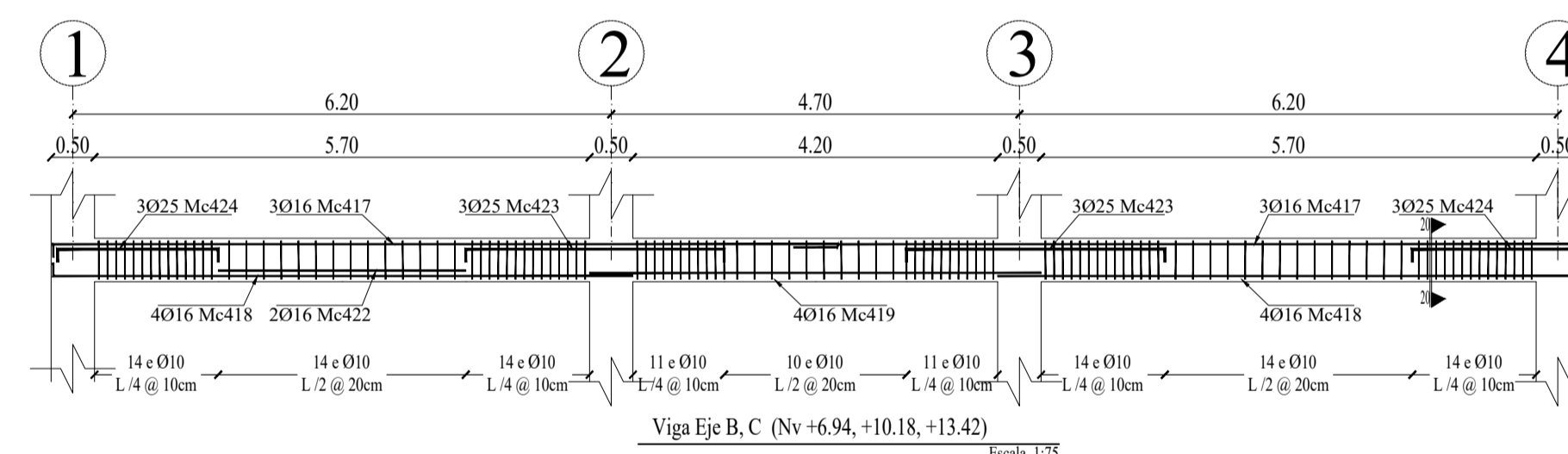
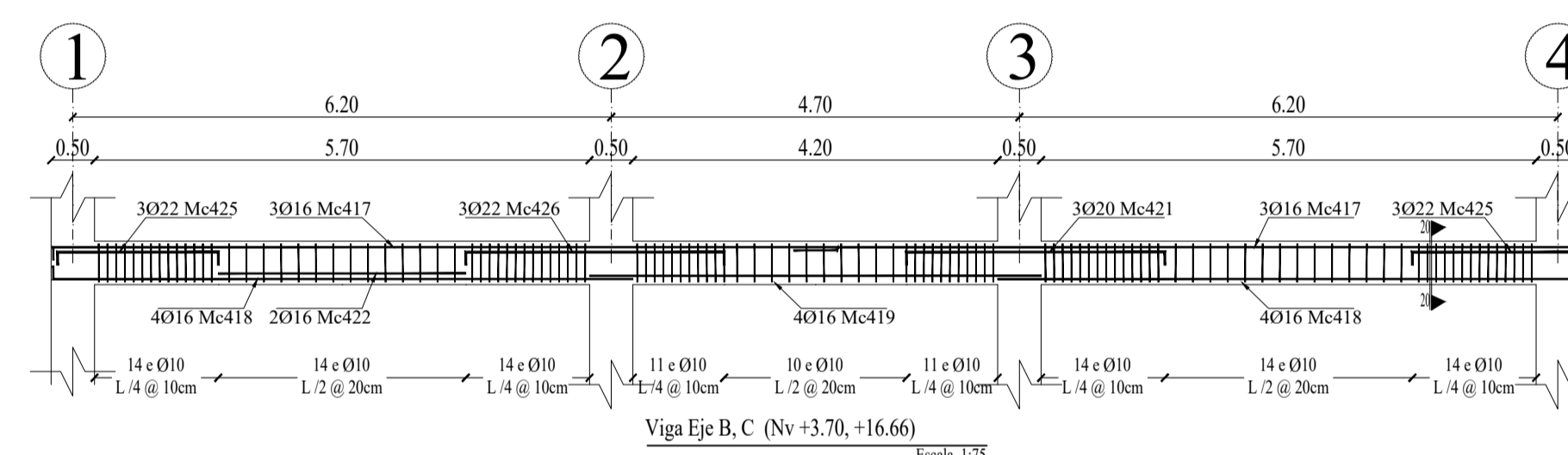
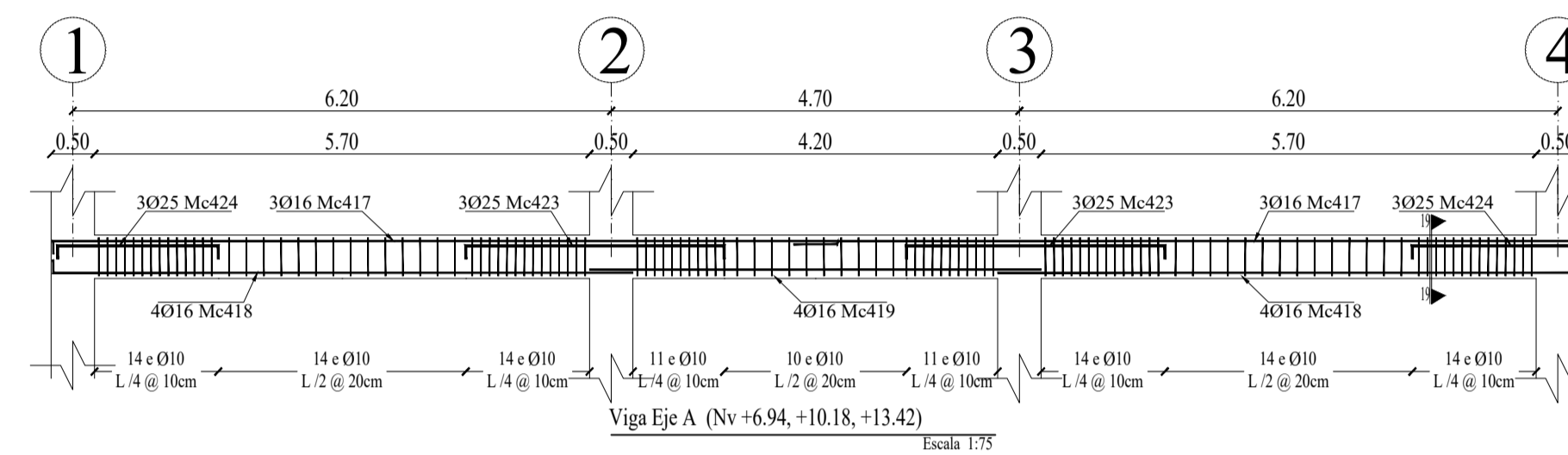
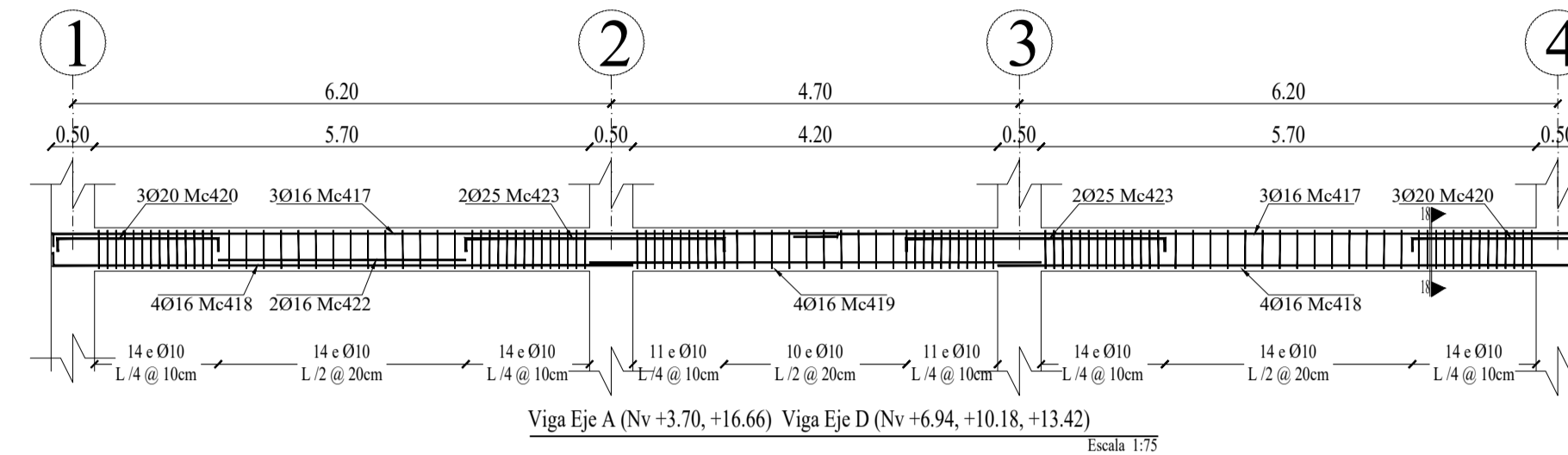
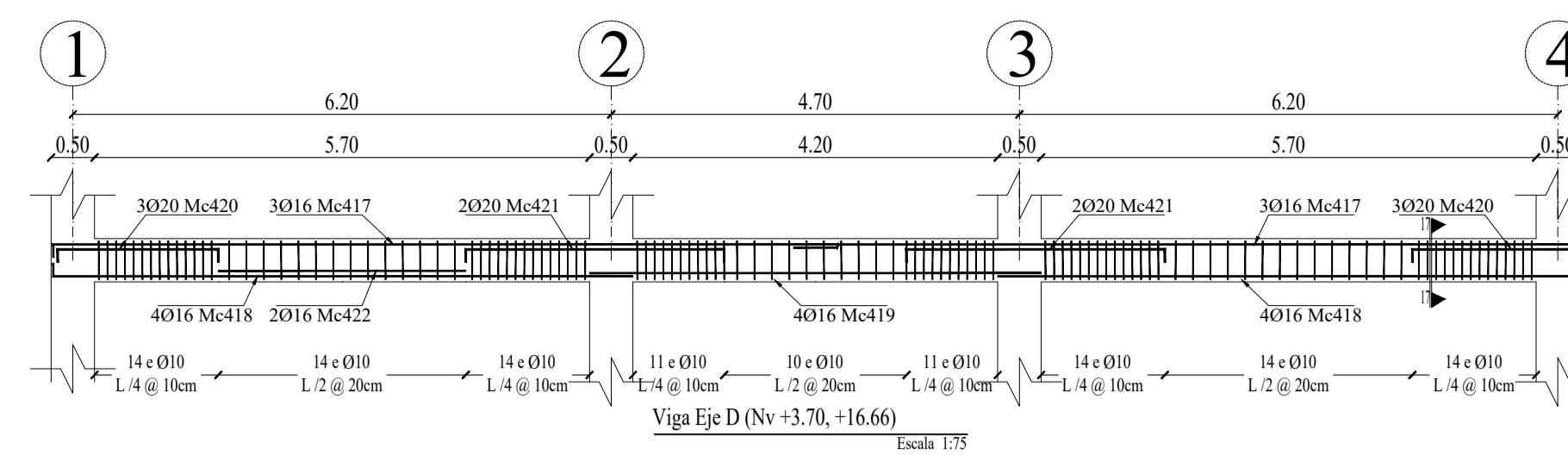
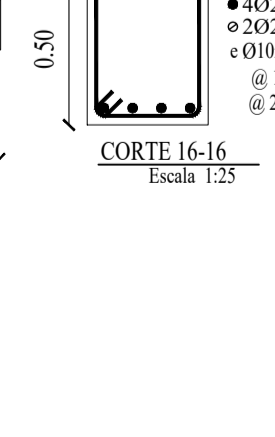
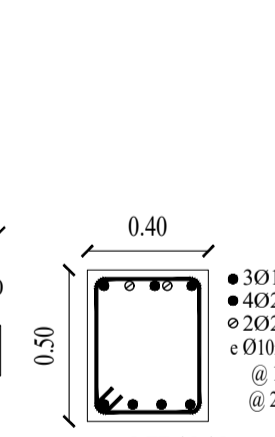
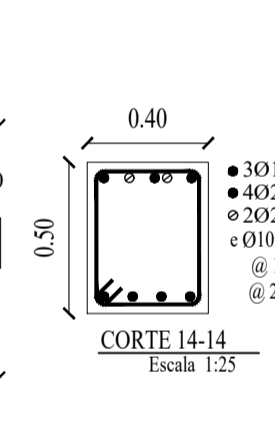
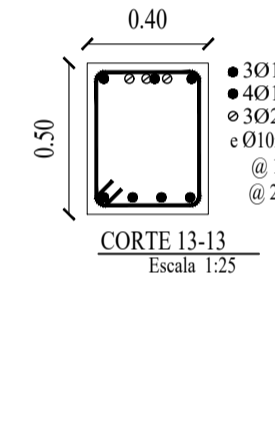
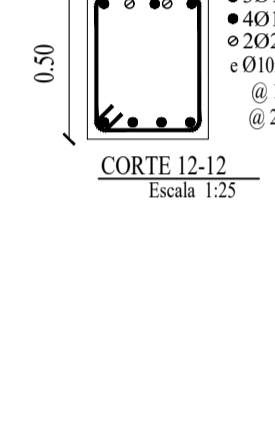
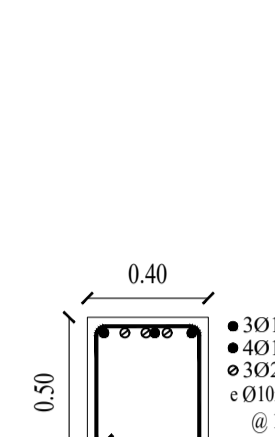
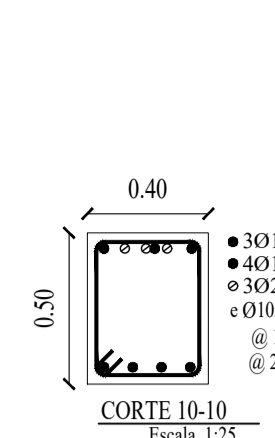
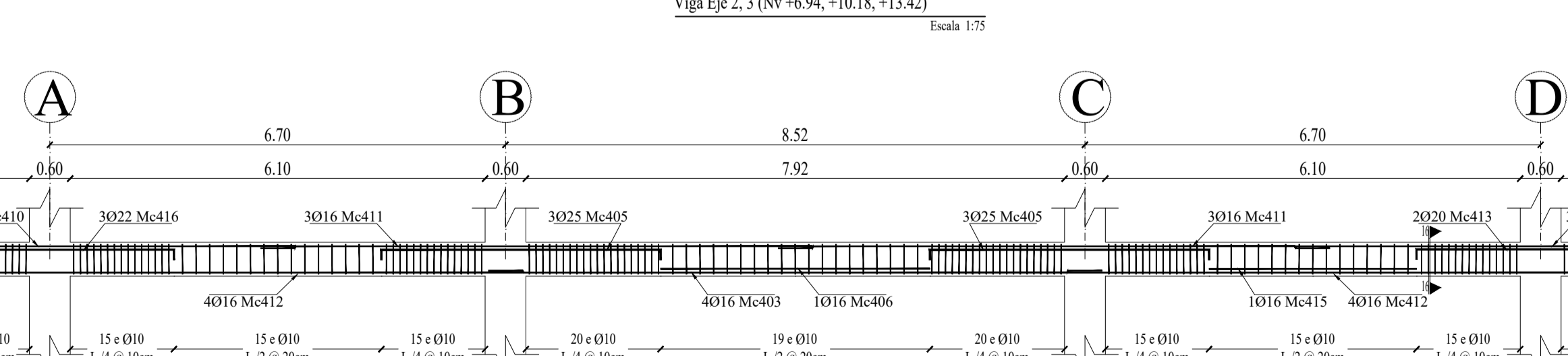
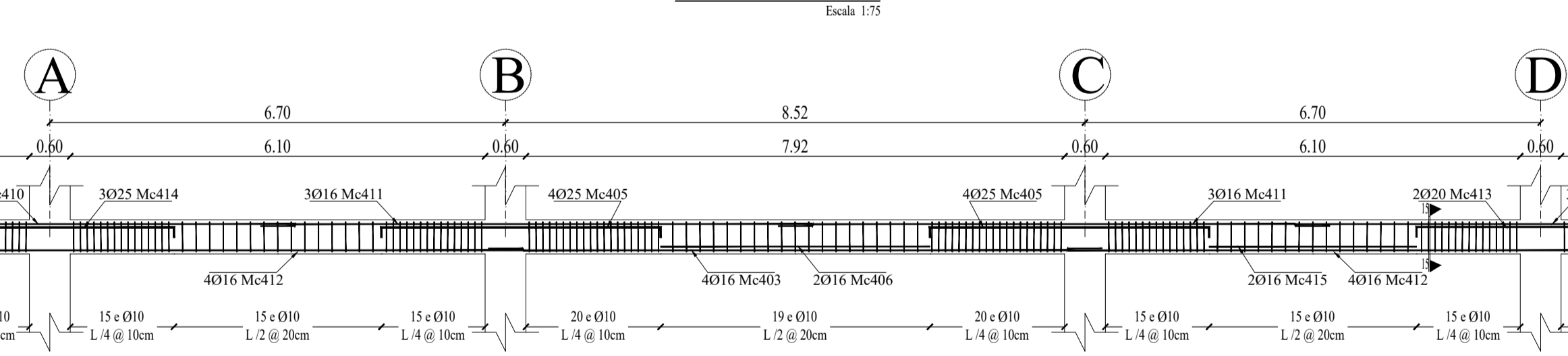
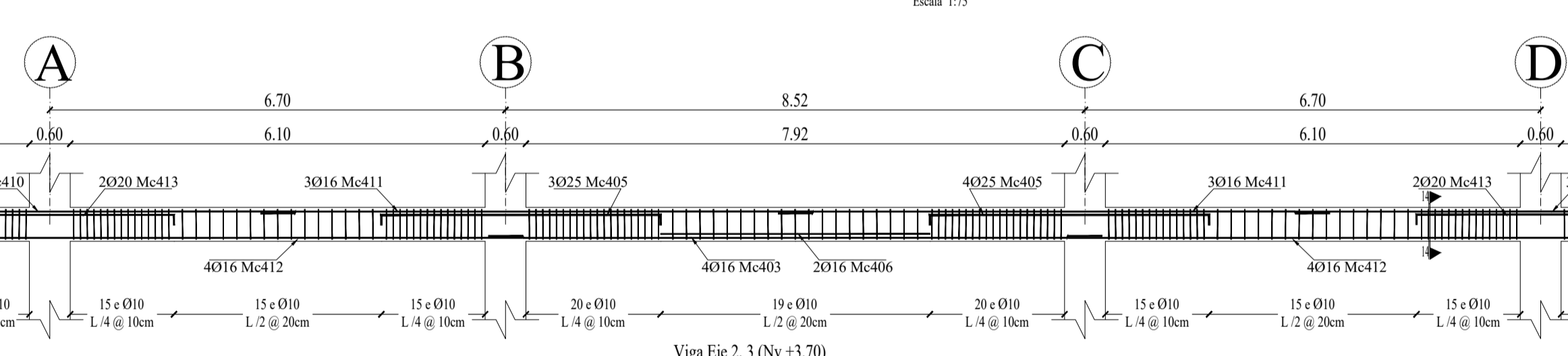
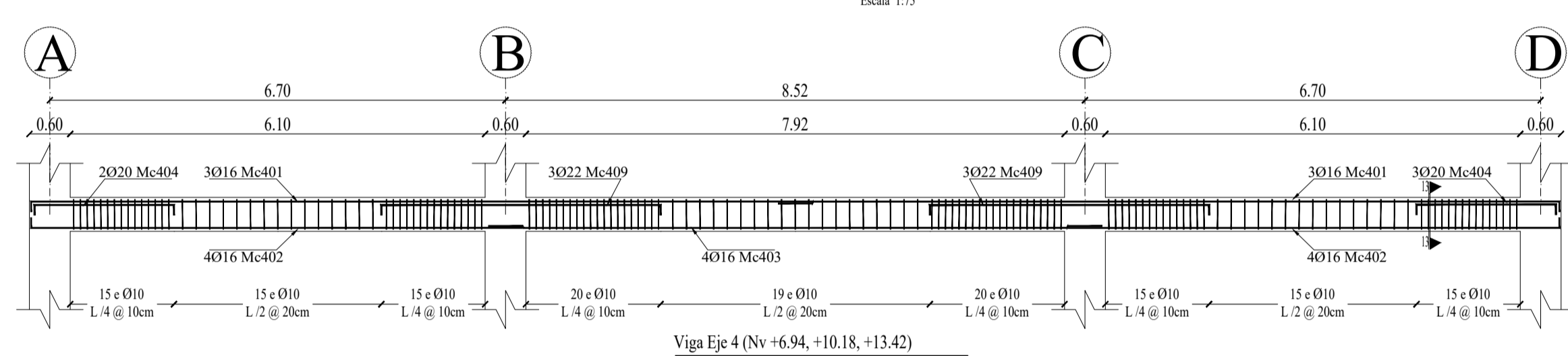
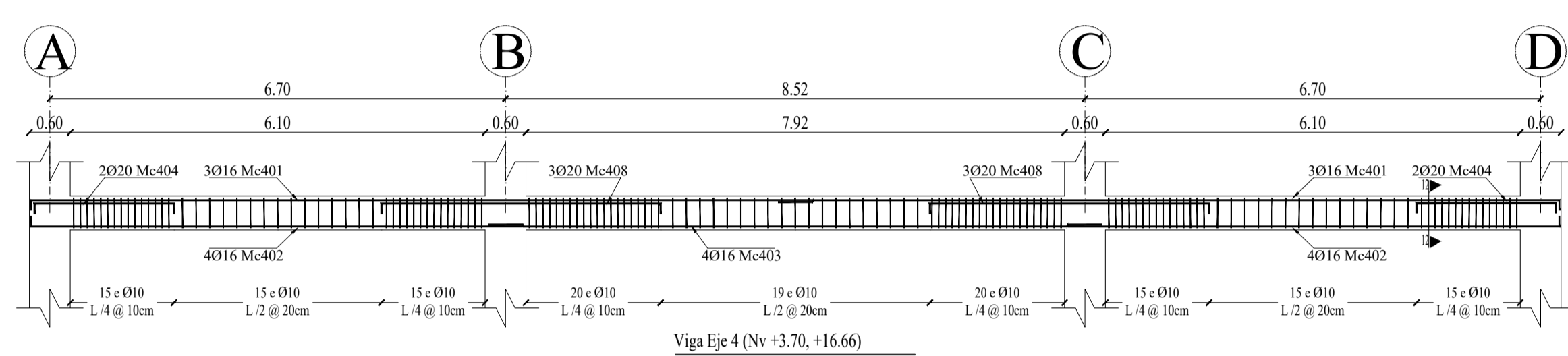
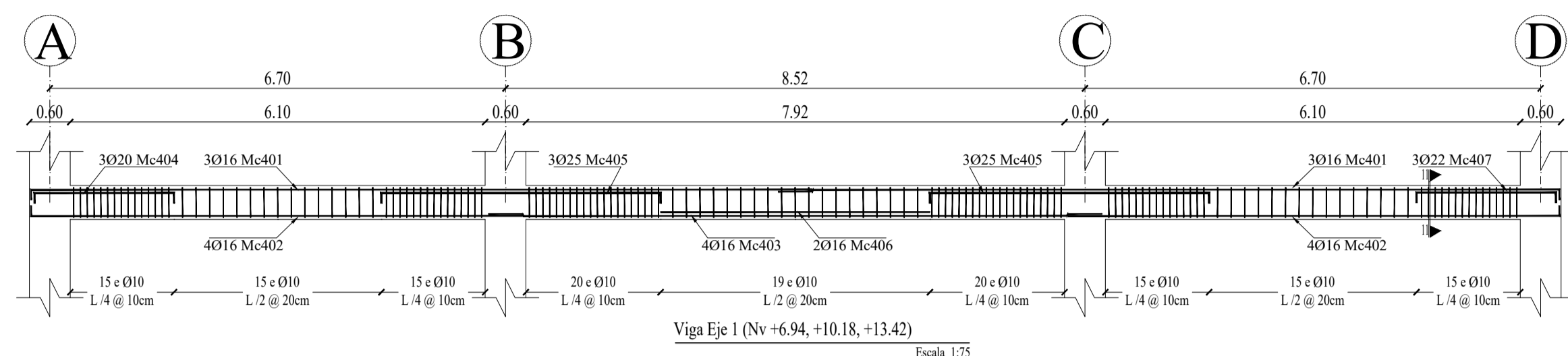
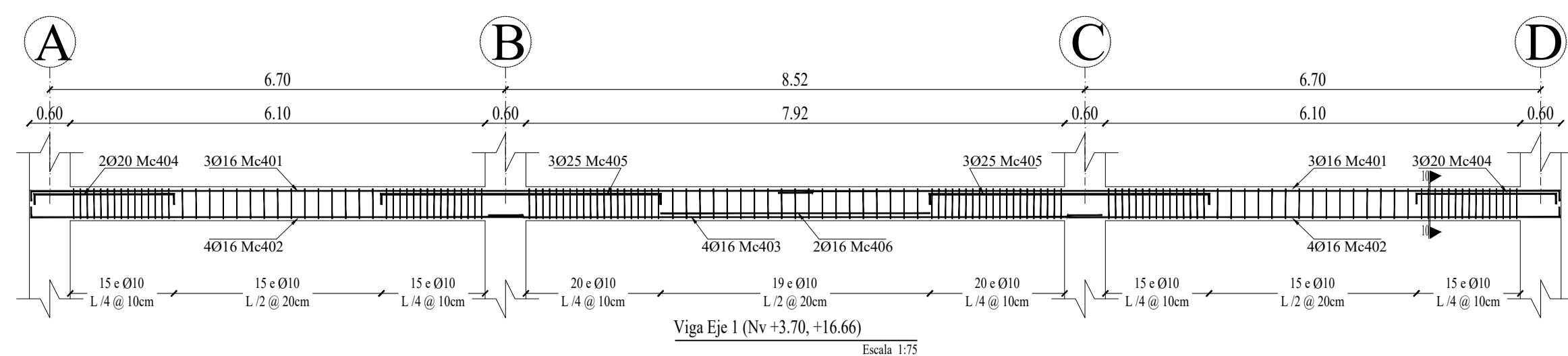
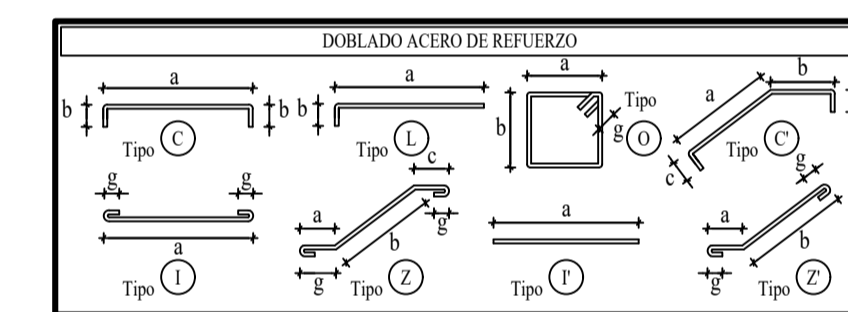
Contenido:
 Armado de vigas

Aprobado por:
 Ing. Mg. Jorge Cevallos

Lámina:
 Estruc-02
 Escala:
 Indicadas

Elaborado por:
 Egd. Jhofer W. Caiza

Fecha:
 Septiembre 2022
 Unidades:
 metros

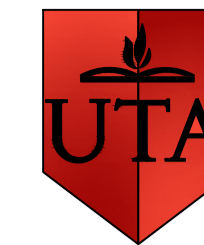


PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO A615 Gr.60

Mc	Ø	TIPO	Nº	Dimensiones				Longitud	Peso	
				a	b	c	d			Corte (m)
VIGAS										
400	10	O	568 J	0.45	0.35	---	0.075	1.75	9941.75	6163.89
401	16	L	60	11.50	0.3	---	---	11.8	708	1118.64
402	16	L	80	7.25	0.3	---	---	7.55	608	954.32
403	16	I	80	9.05	---	---	---	9.05	724	1143.92
404	20	C	J2	2.05	0.3	---	---	2.65	111.3	273.80
405	25	C	10 J	4.10	0.3	---	---	4.7	488.8	1881.88
406	16	I	28	3.95	---	---	---	3.95	110.6	174.75
407	22	C	9	2.05	0.3	---	---	2.65	23.85	71.07
408	20	C	12	4.10	0.3	---	---	4.7	56.4	138.74
409	22	C	18	4.10	0.3	---	---	4.7	84.6	252.11
410	16	L	60	5.10	0.3	---	---	5.4	324	511.92
411	16	I	60	8.10	---	---	---	8.10	486	767.88
412	16	L	80	8.45	0.3	---	---	8.75	700	1106.00
413	20	C	24	3.30	0.3	---	---	3.9	93.6	230.26
414	25	C	18	3.30	0.3	---	---	3.9	70.2	270.27
415	16	C	14	3.05	0.3	---	---	3.65	51.1	80.74
416	22	C	6	3.30	0.3	---	---	3.9	23.4	69.73
417	16	L	120	9.05	0.3	---	---	9.35	1122	1772.76
418	16	L	160	6.65	0.3	---	---	6.95	1112	1756.96
419	16	I	80	5.20	---	---	---	5.2	416	657.28
420	20	C	J2	1.85	0.3	---	---	2.45	102.9	253.13
421	20	C	20	3.00	0.3	---	---	3.6	72	177.12
422	16	I	30	2.85	---	---	---	2.85	85.5	135.09
423	25	C	74	3.00	0.3	---	---	3.6	266.4	1025.64
424	25	C	54	1.85	0.3	---	---	2.45	132.3	509.36
425	22	C	24	1.85	0.3	---	---	2.45	58.8	175.22
426	22	C	12	3.00	0.3	---	---	3.6	43.2	128.74
427	16	C	49	5.15	0.3	---	---	5.75	281.75	445.17
428	16	C	28	1.80	0.3	---	---	2.1	58.8	92.90
429	10	O	186	0.35	0.30	---	0.075	1.45	269.7	167.21
430	16	Z	18	3.25	2.95	2.9	0.3	9.7	174.6	275.87
431	10	O	153	0.20	0.20	---	0.075	0.95	147.25	91.50
432	16	C	30	4.95	0.15	---	---	5.25	157.5	248.85
433	10	O	98	0.35	0.25	---	0.075	1.35	132.3	82.03
434	16	C	10	8.25	0.2	---	---	8.65	86.5	136.67
435	16	C	4	2.40	0.2	---	---	2.8	11.2	17.30
436	16	L	4	3.85	---	---	---	3.85	15.4	24.33
437	16	C	12	3.05	0.2	---	---	3.45	41.4	65.41

DIAMETRO DE VARILLA (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO (mm)
8	24
10	28
12	32
14	36
16	40
18	44
20	48
22	52
25	56
28	60
32	64





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

Proyecto:
 Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entropiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

Contenido:
 Armado de Columnas

Aprobado por:
 Ing. Mg. Jorge Cevallos

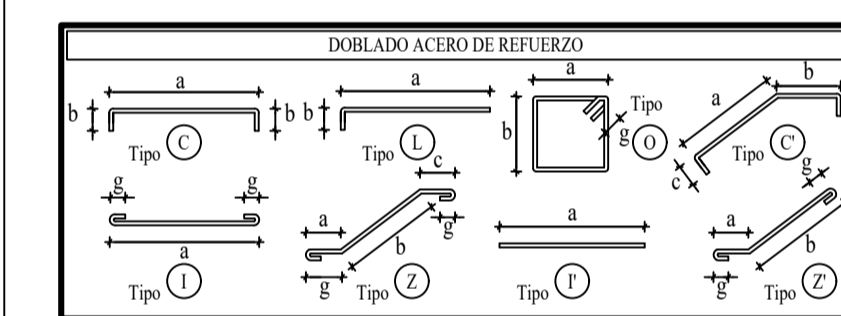
Lámina:
 Estruc-03

Escala:
 Indicadas

Elaborado por:
 Egd. Jhore W. Caiza

Fecha:
 Septiembre 2022

Unidades:
 metros

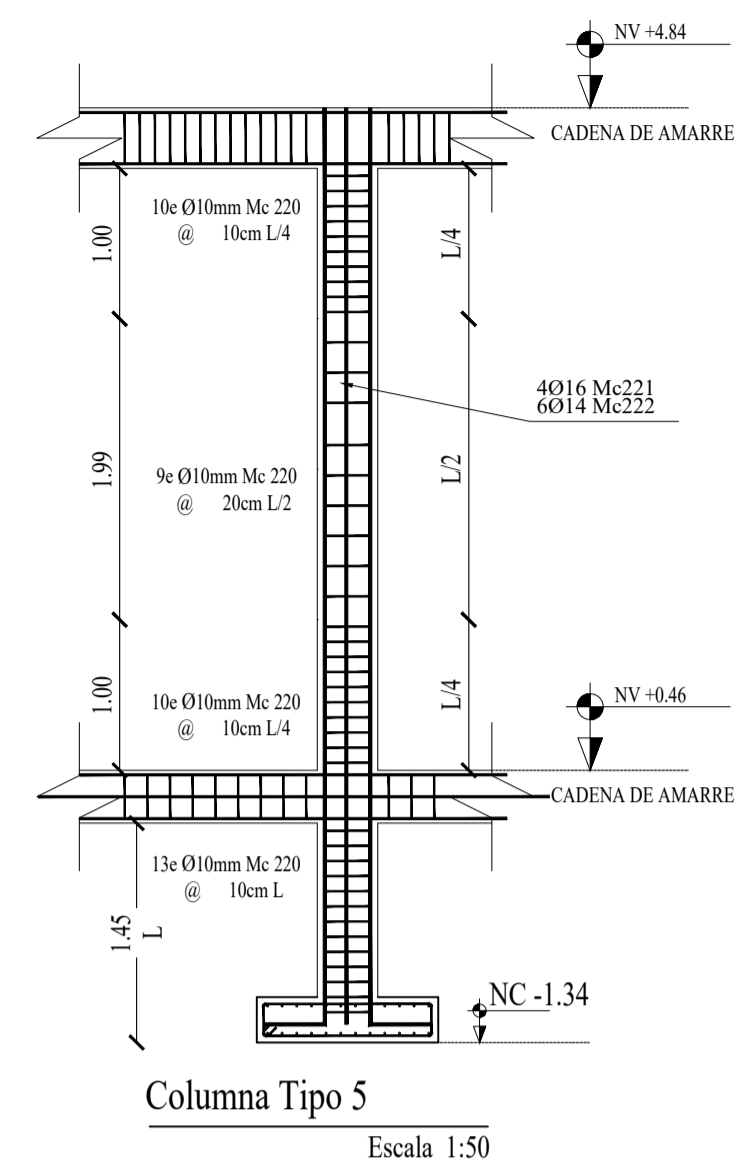


PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO A615 Gr.60										
Mc	Ø	TIPO	No	Dimensiones				Longitud	Peso	
				a	b	c	d			g
COLUMNAS										
200	10	O	1866	0.55	0.45	---	0.075	2.15	4011.9	2487.38
201	10	O	1866	0.45	0.20	---	0.075	1.45	2705.7	1677.53
202	18	L	56	9.80	0.4	---	---	10.2	571.2	1142.40
203	16	L	140	9.80	0.4	---	---	10.2	1428	2256.24
204	18	I	8	11.85	---	---	---	11.85	94.8	189.60
205	16	I	20	11.85	---	---	---	11.85	237	374.46
206	18	I	8	10.25	---	---	---	10.25	82	164.00
207	16	I	20	10.25	---	---	---	10.25	205	323.90
208	22	L	8	6.15	0.4	---	---	6.55	52.4	156.15
209	20	L	20	6.15	0.4	---	---	6.55	131	322.26
210	18	I	8	11.85	---	---	---	11.85	94.8	189.60
211	16	I	20	11.85	---	---	---	11.85	237	374.46
212	18	I	40	8.60	---	---	---	8.6	344	688.00
213	16	I	100	8.60	---	---	---	8.6	860	1358.80
220	10	O	168	0.35	0.35	---	0.075	1.55	260.4	161.45
221	16	L	16	6.05	0.4	---	---	6.45	103.2	163.06
222	14	L	27	6.05	0.4	---	---	6.45	154.8	187.31

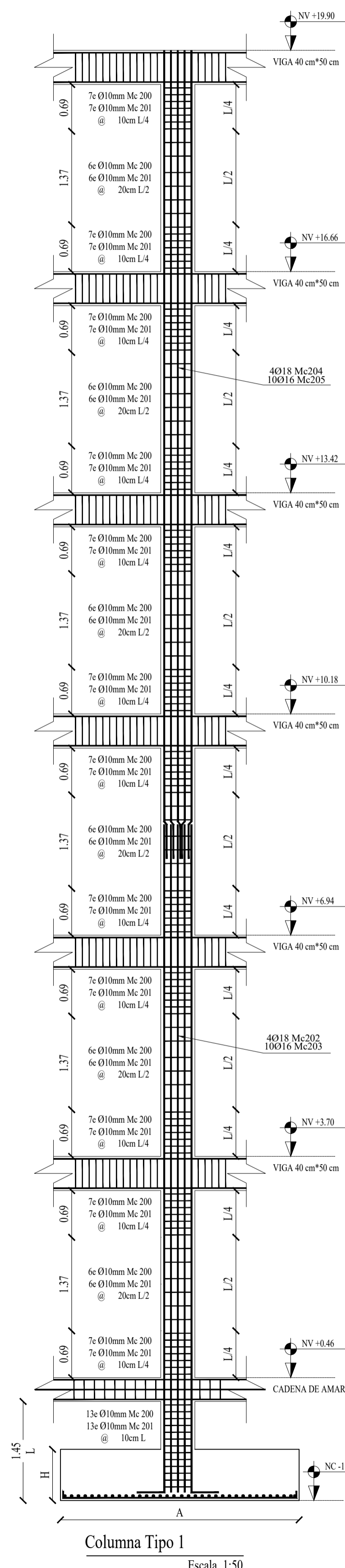
DIAMETRO DE VARELLA (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE BORBOLADO (mm)
8	25
10	30
12	35
14	40
16	45
18	50
20	55
22	60
24	65
26	70
28	75
30	80
32	85
34	90
36	95

DIAMETRO DE DOBLADO

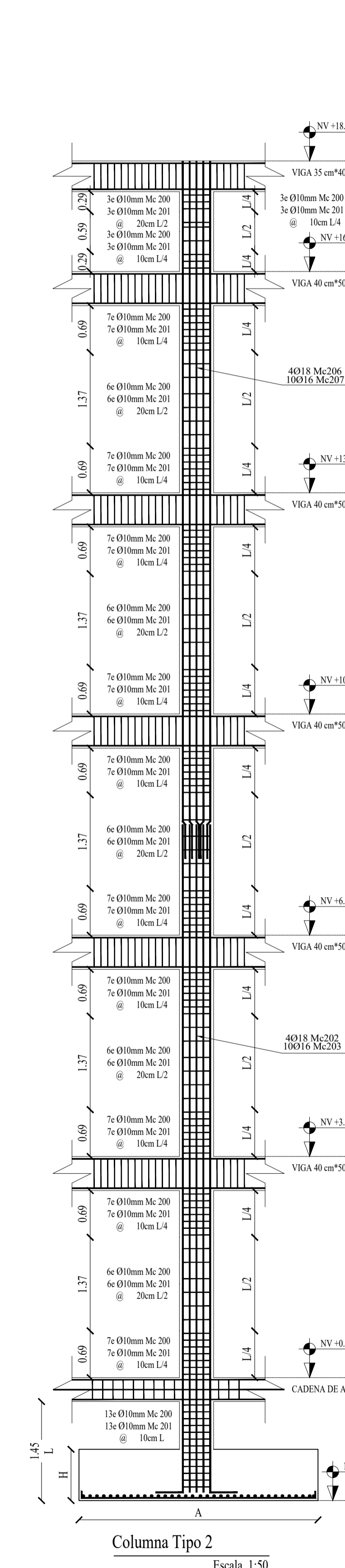
CUADRO DE COLUMNAS	
COLUMNA =>	A'2, A'3, A'2', A'3'
CANTIDAD =>	4 COLUMNAS - T5
NV +4.84	<ul style="list-style-type: none"> 4016 Mc221 6014 Mc222 Ø10mm Mc220 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc220 @ 20cm L/2
NV +0.46	<ul style="list-style-type: none"> 4016 Mc221 6014 Mc222 Ø10mm Mc220 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc220 @ 20cm L/2
NC -1.34	<ul style="list-style-type: none"> 4016 Mc221 6014 Mc222 Ø10mm Mc220 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc220 @ 20cm L/2



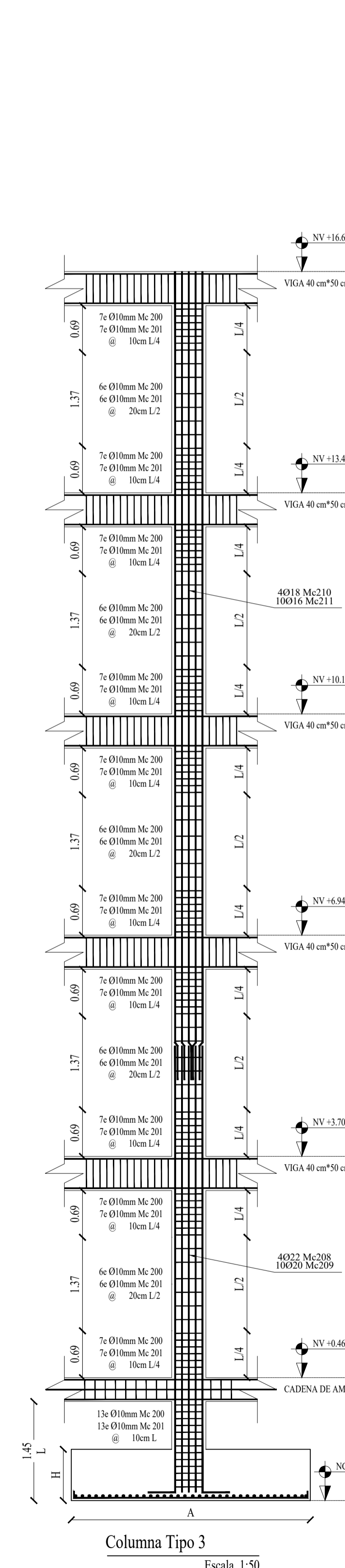
Columna Tipo 5
 Escala 1:50



Columna Tipo 1
 Escala 1:50

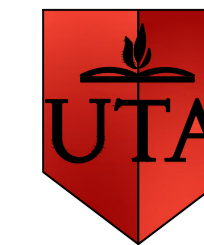


Columna Tipo 2
 Escala 1:50



Columna Tipo 3
 Escala 1:50

COLUMNA =>	CUADRO DE COLUMNAS				
	C2, C3	D2, D3	B2, B3	A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1	A1, A2, D4
CANTIDAD =>	2 COLUMNAS - T1	2 COLUMNAS - T2	2 COLUMNAS - T3	7 COLUMNAS - T4	3 COLUMNAS REFORZADAS
NV +19.90	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 				
NV +18.28	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 			
NV +18.28	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 			
NV +16.66	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 			
NV +16.66	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +13.42	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +13.42	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc204 10016 Mc205 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc206 10016 Mc207 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +10.18	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +10.18	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +6.94	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +6.94	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc211 10016 Mc212 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc212 10016 Mc213 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +3.70	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4022 Mc208 10020 Mc209 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +3.70	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4022 Mc208 10020 Mc209 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +0.46	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4022 Mc208 10020 Mc209 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NV +0.46	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4022 Mc208 10020 Mc209 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2
NC -1.34	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4022 Mc208 10020 Mc209 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2 	<ul style="list-style-type: none"> 4018 Mc202 10016 Mc203 Ø10mm Mc200 @ 10cm L/4 Ø10mm Mc200 @ 20cm L/2



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

Proyecto:
Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entrespiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

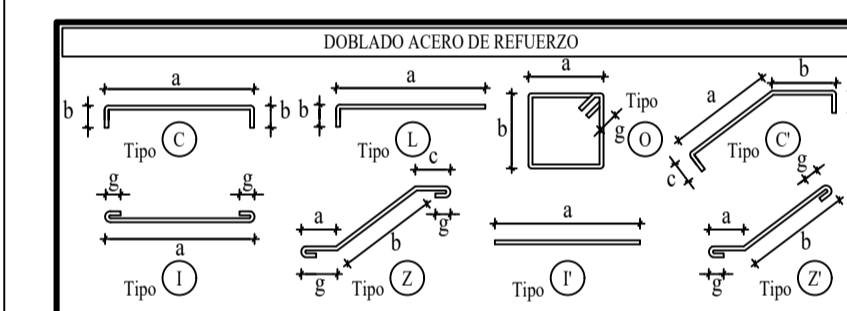
Contenido:
- Columna Tipo 4
- Columna Reforzada A1, A2 y D4
- Detalles

Aprobado por:
Ing. Mg. Jorge Cevallos

Lámina:
Estruc-04
Escala:
Indicadas

Elaborado por:
Egdo. Jhofre W. Caiza

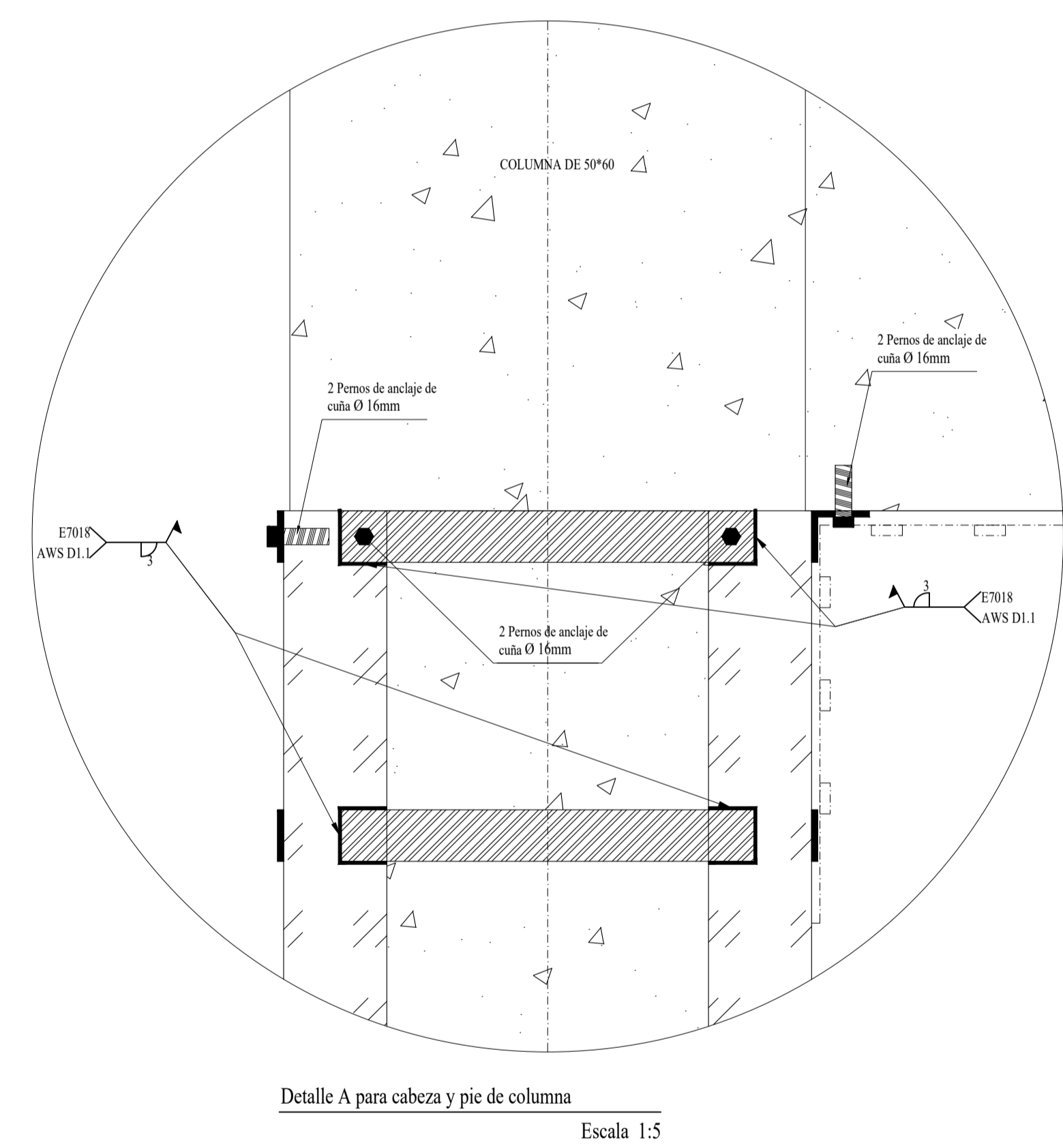
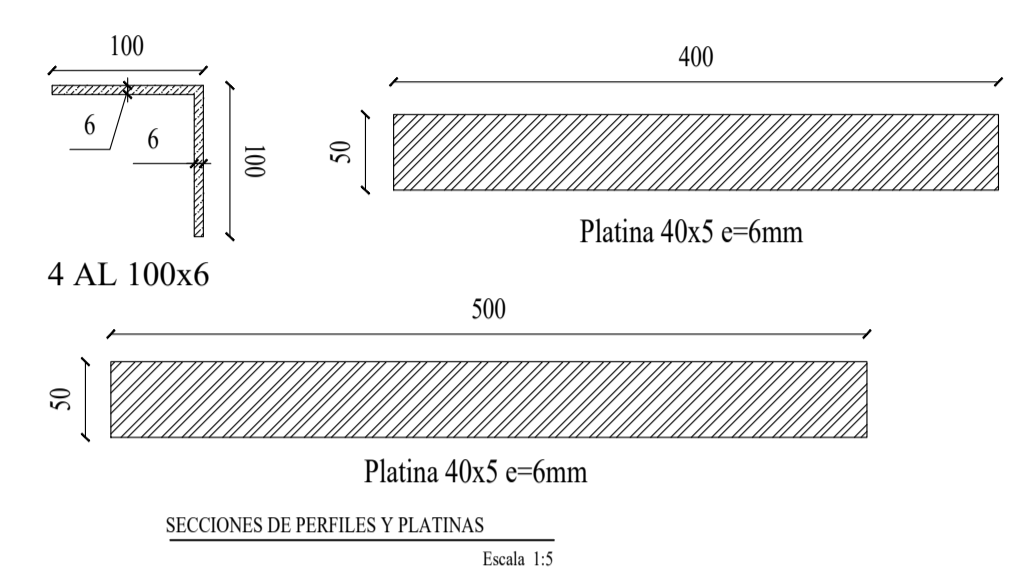
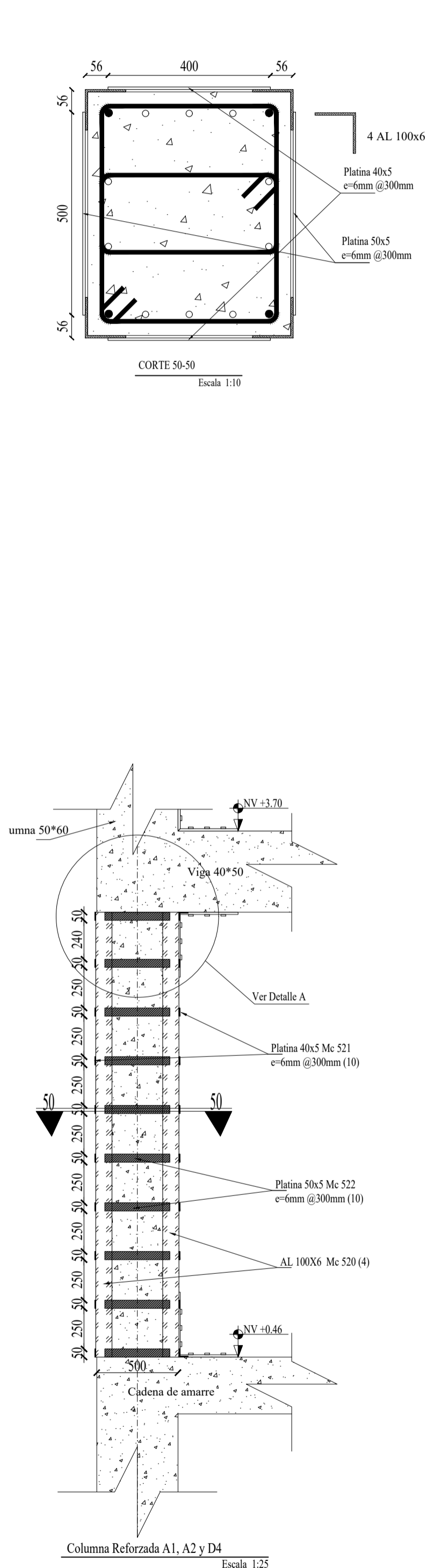
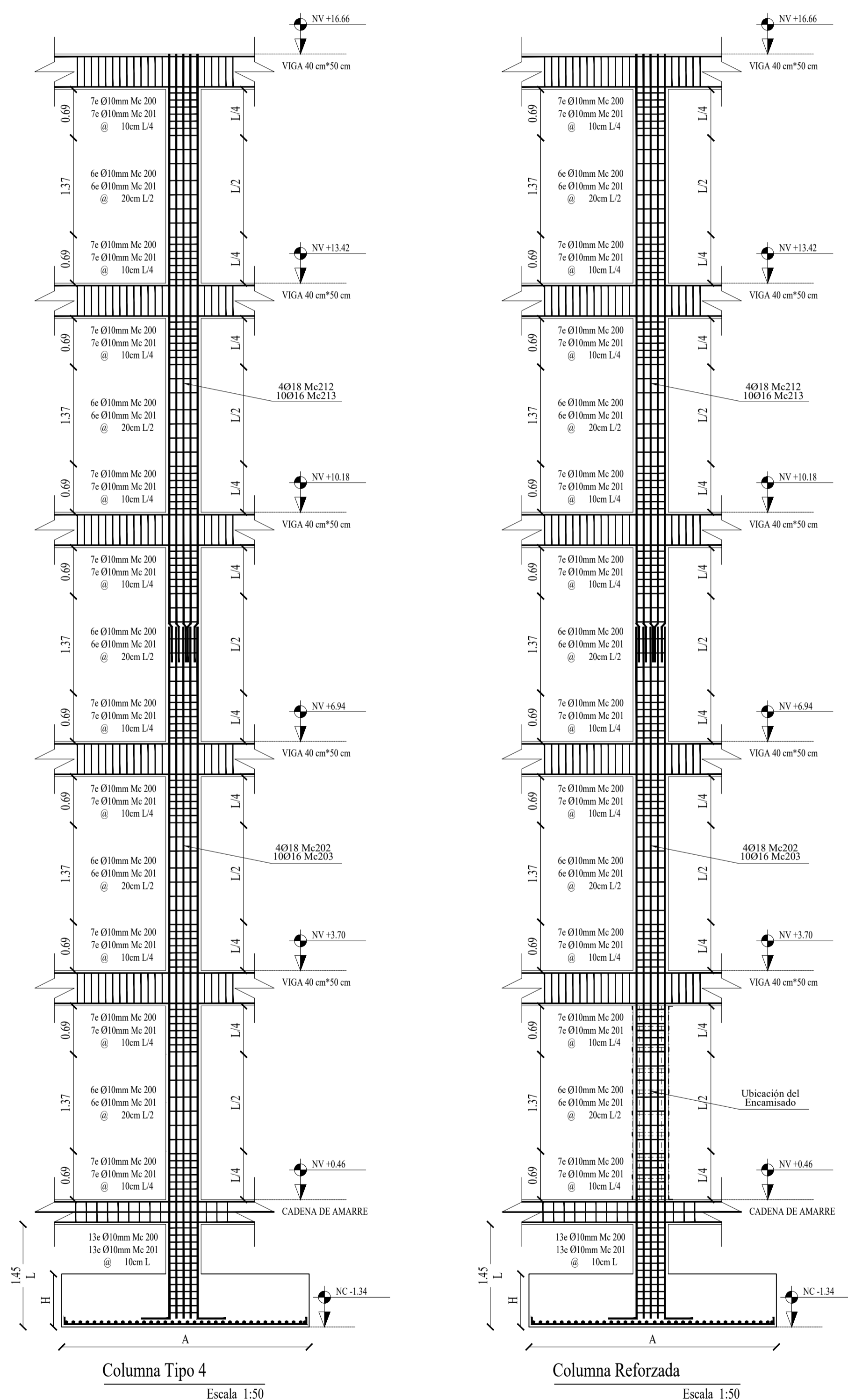
Fecha:
Septiembre 2022
Unidades:
Hormigón Armado: metros
Acero Estruct.: milímetros



PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL A36

COLUMNAS REFORZADAS						
Me	Especificación	Longitud (m)	Área (cm ²)	Cantidad	Peso por M. L. (kg)	Peso por Total. (kg)
S20	AL 100X6	2.75	11.64	12	9.14	25.14
Me	Especificación	Espesor (mm)	Área (m ²)	Cantidad	Peso por Unidad (kg)	Peso por Total. (kg)
S21	Platina 40x5	6	0.020	66	0.94	62.172
S22	Platina 50x5	6	0.025	66	1.18	77.715

PLANILLA PERNOS Y ANCLAJES		
Especificación	Díametro (mm)	Cantidad
COLUMNAS REFORZADAS		
Pernos de anclaje de cuña	16	48



DIAMETRO DE VARELLA (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO (mm)
8	24
10	30
12	36
14	42
16	48
18	54
20	60
22	66
24	72
26	78
28	84
30	90

DIAMETRO DE DOBLADO



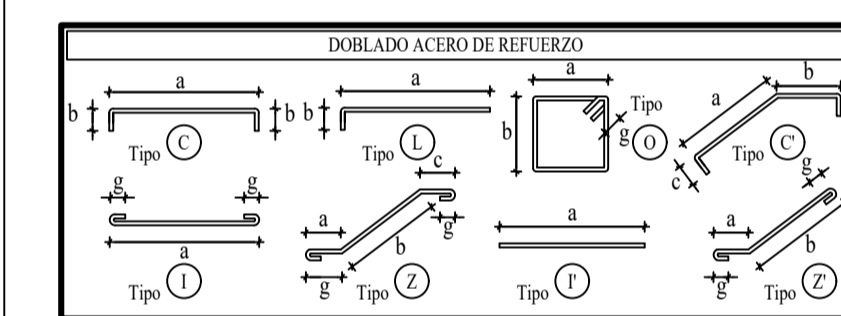
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE
AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto:
Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entrespiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

Contenido:
- Armado Losa Nv +3.70
- Armado Losa Nv +4.84
- Armado Losa Tapagrada Nv +18.28 a +19.90
- Armado de gradas Tipo 1 y 2

Aprobado por: Lámina:
Estruc-05
Escala:
Indicadas

Elaborado por: Fecha:
Septiembre 2022
Unidades:
metros

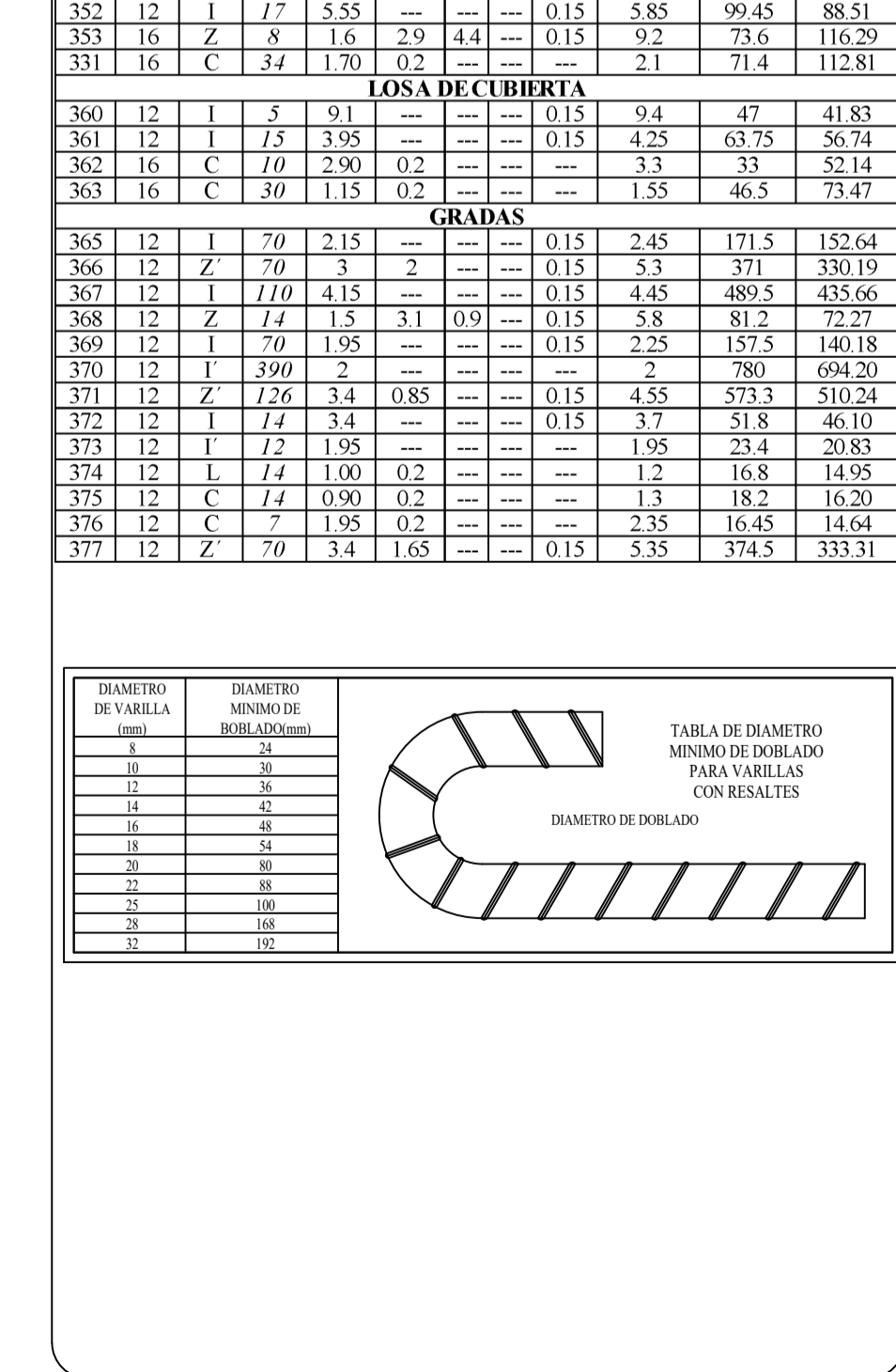
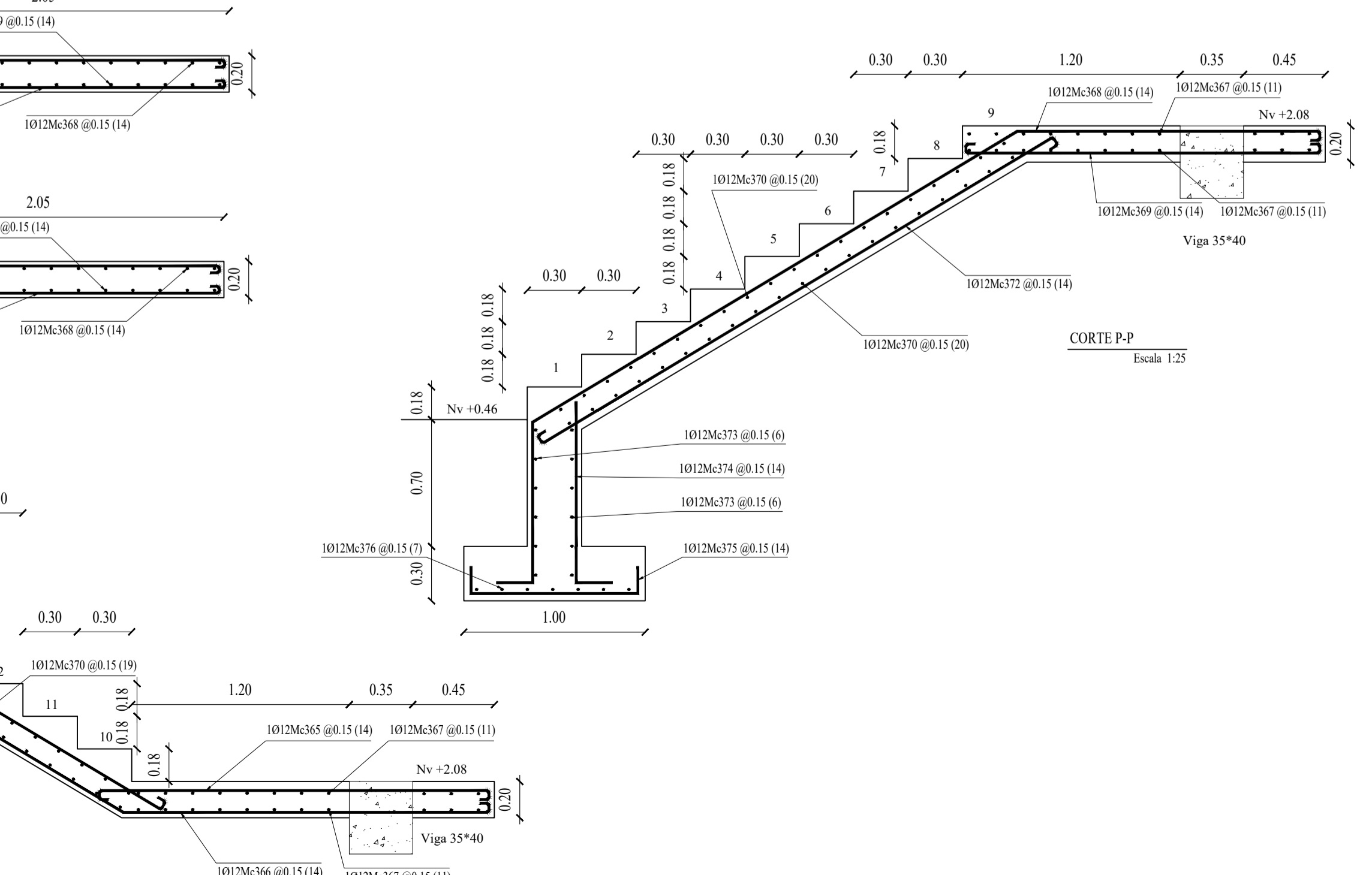
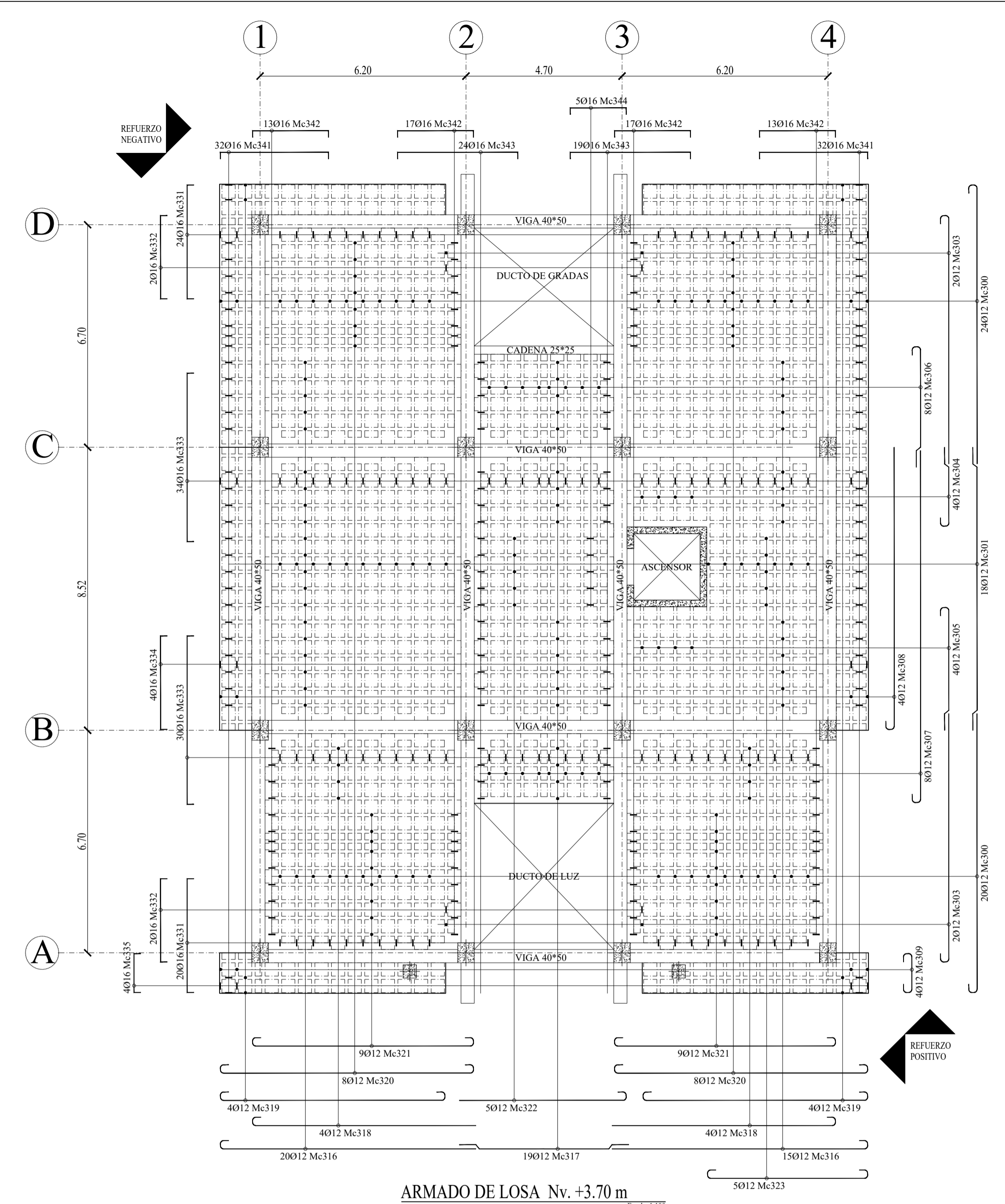
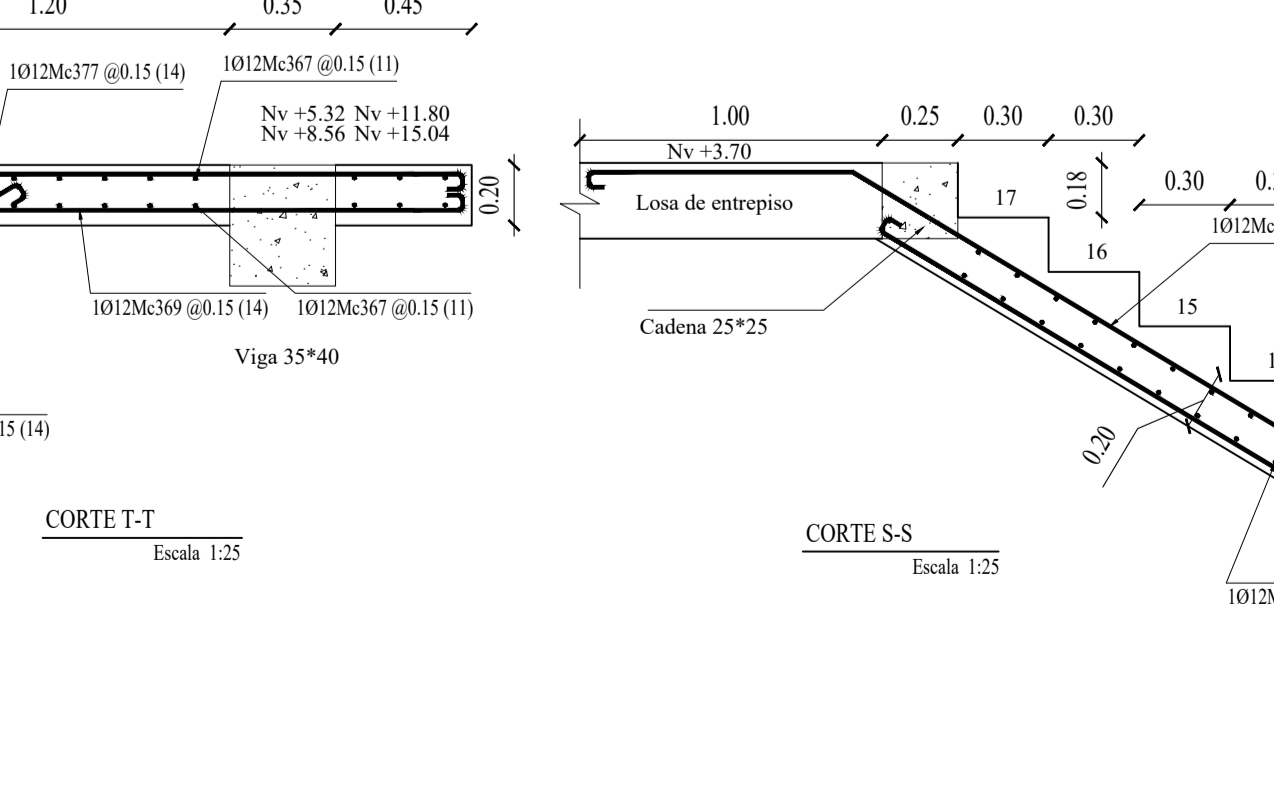
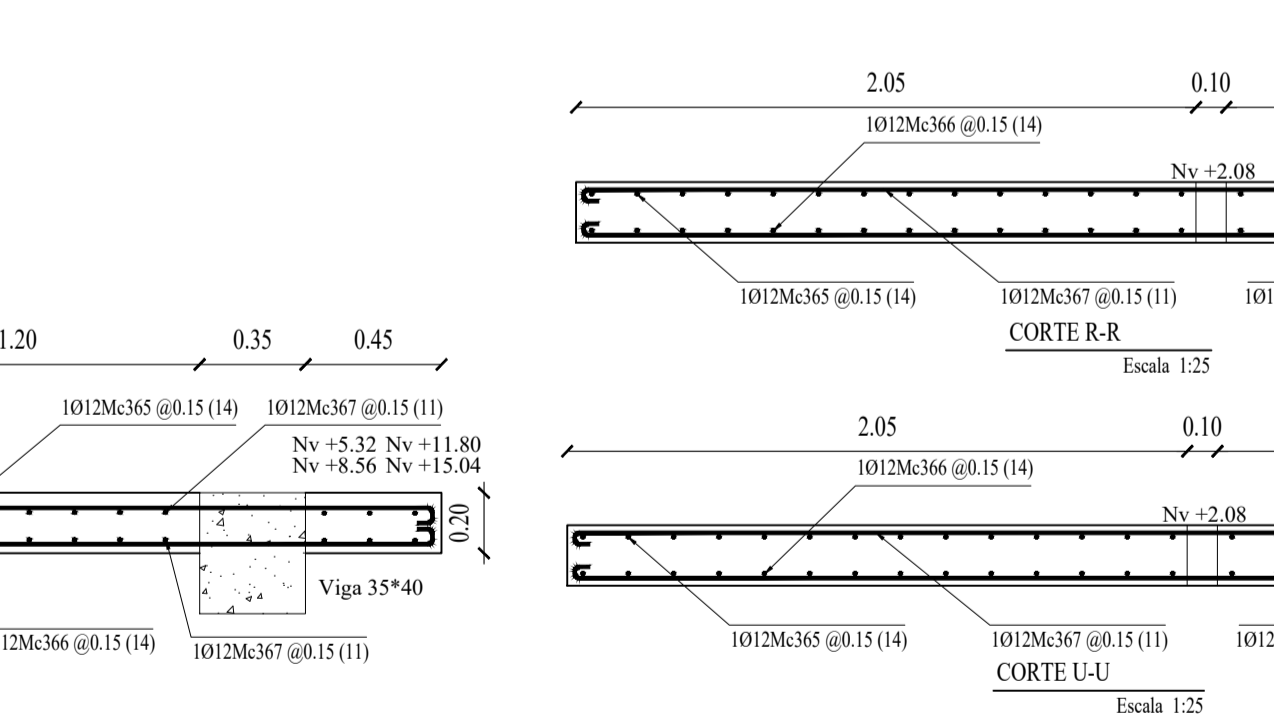
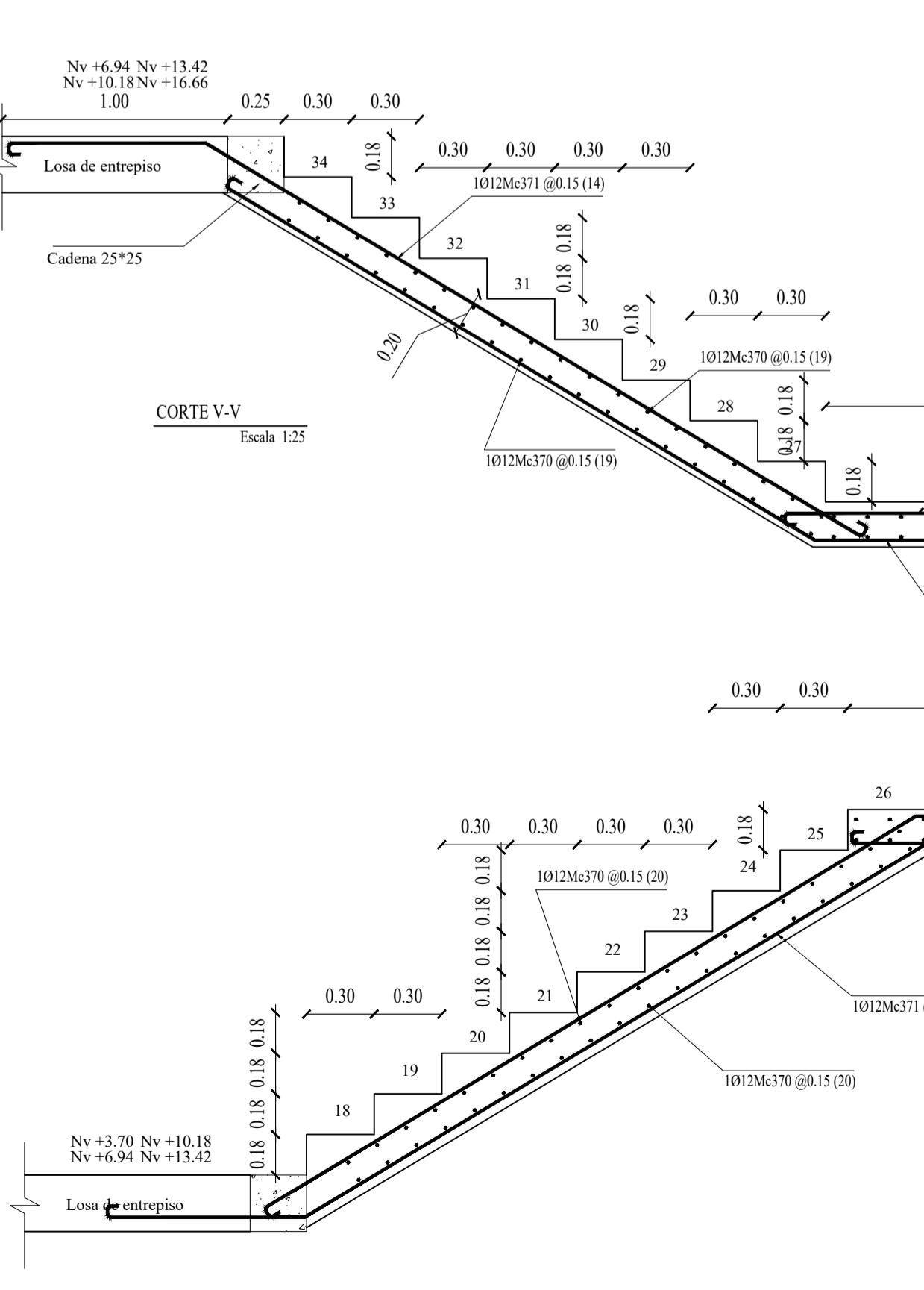
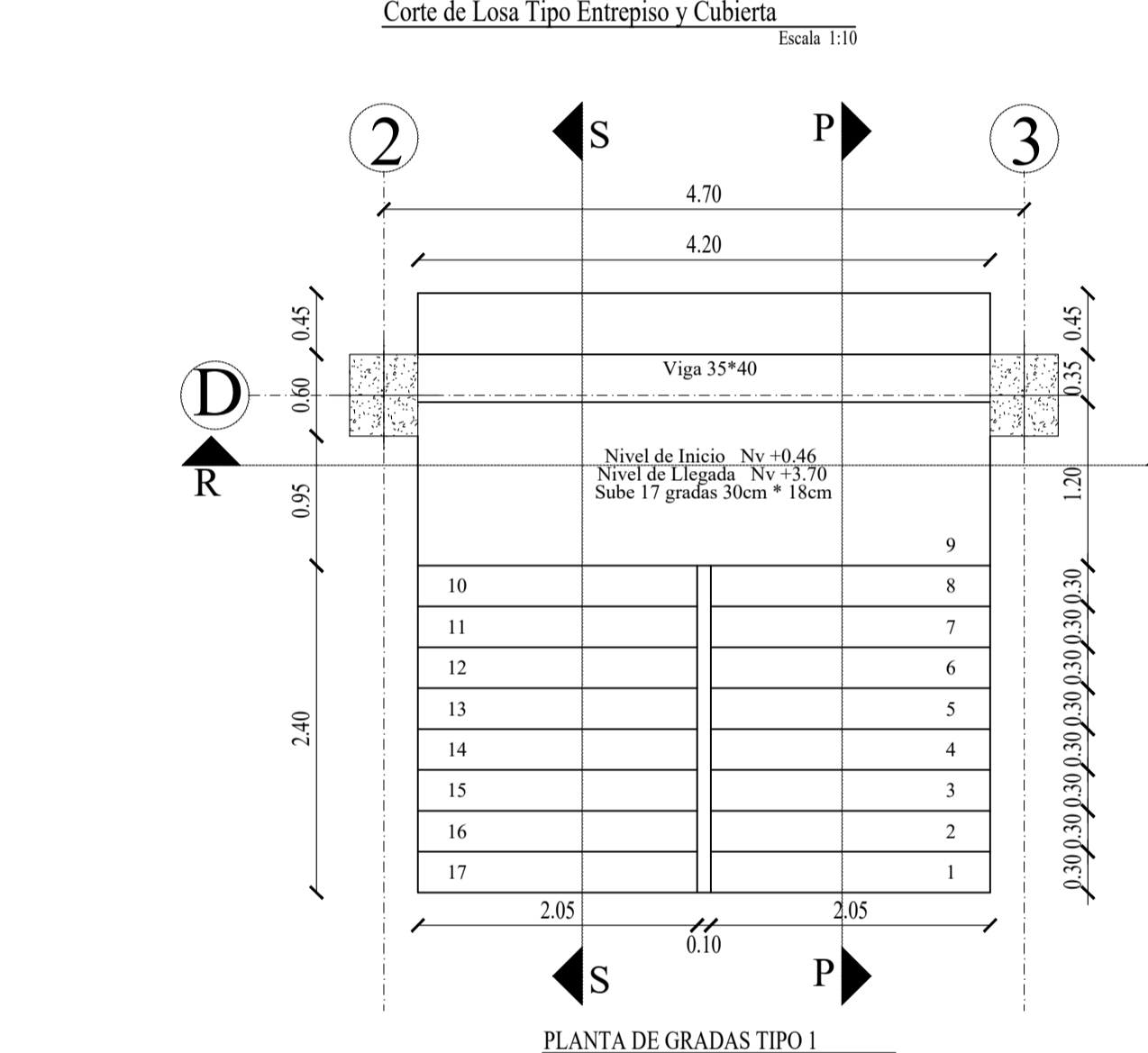
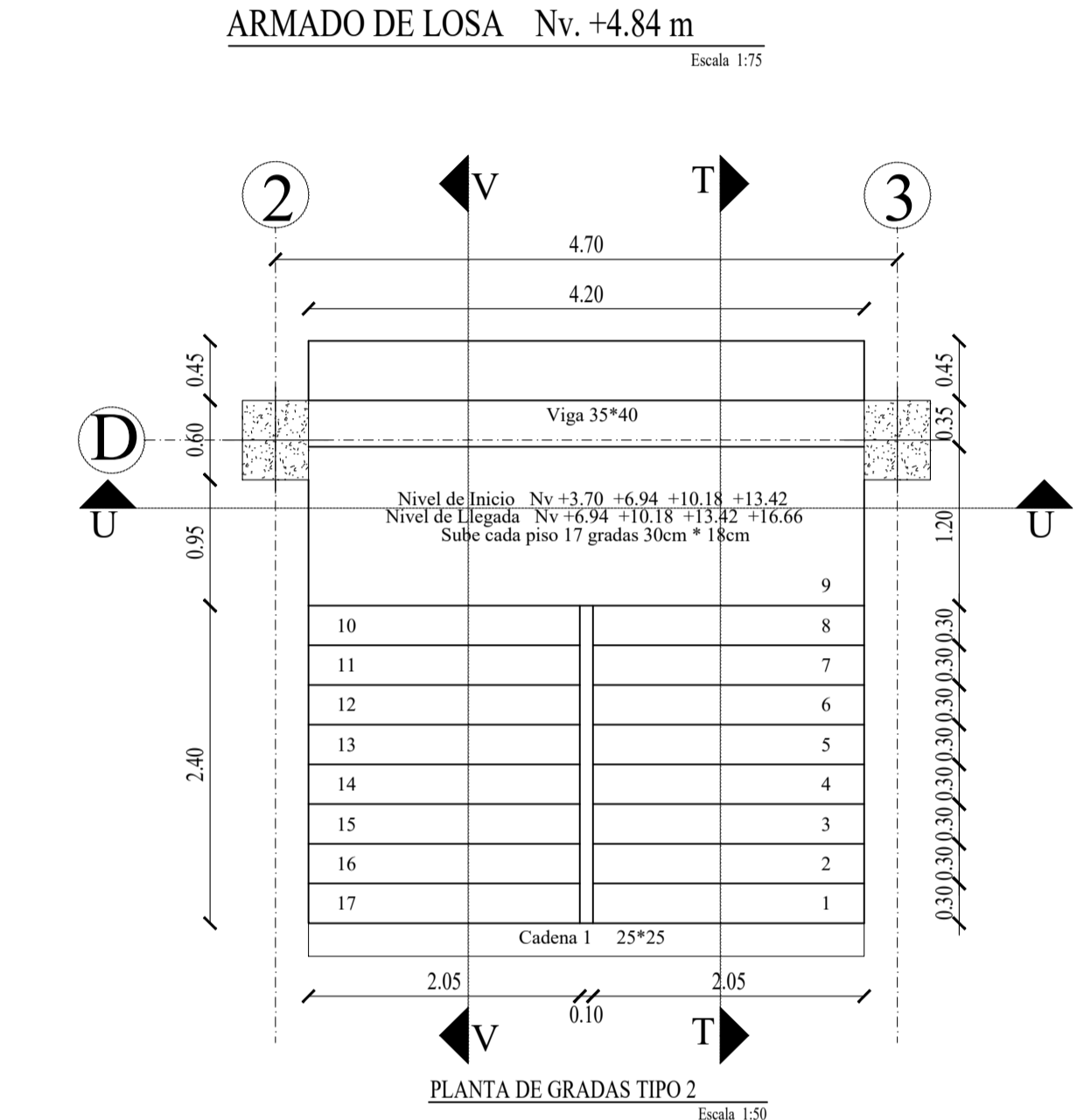
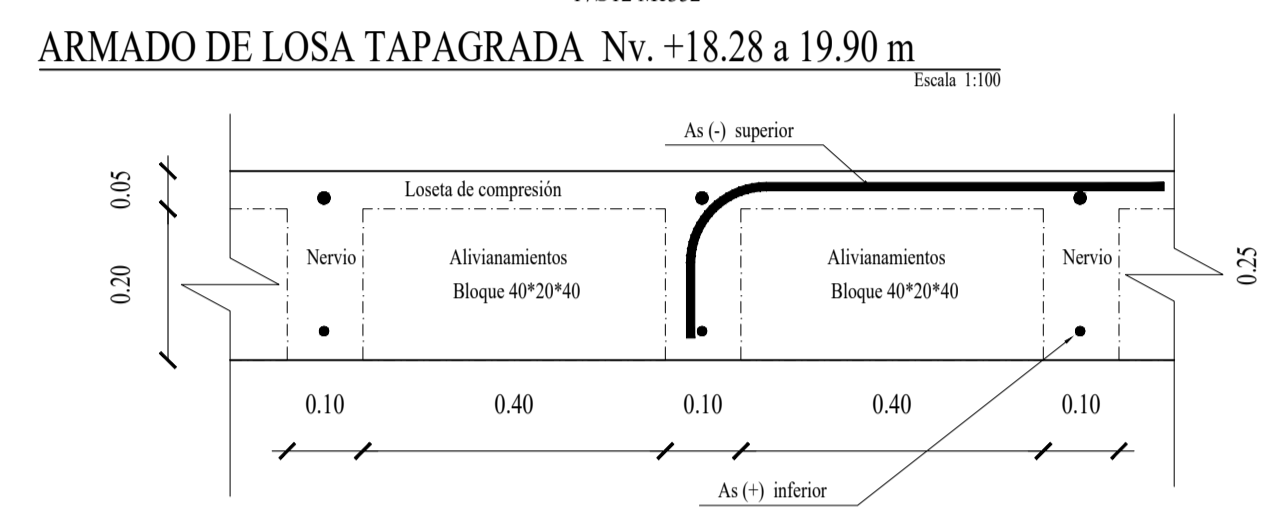
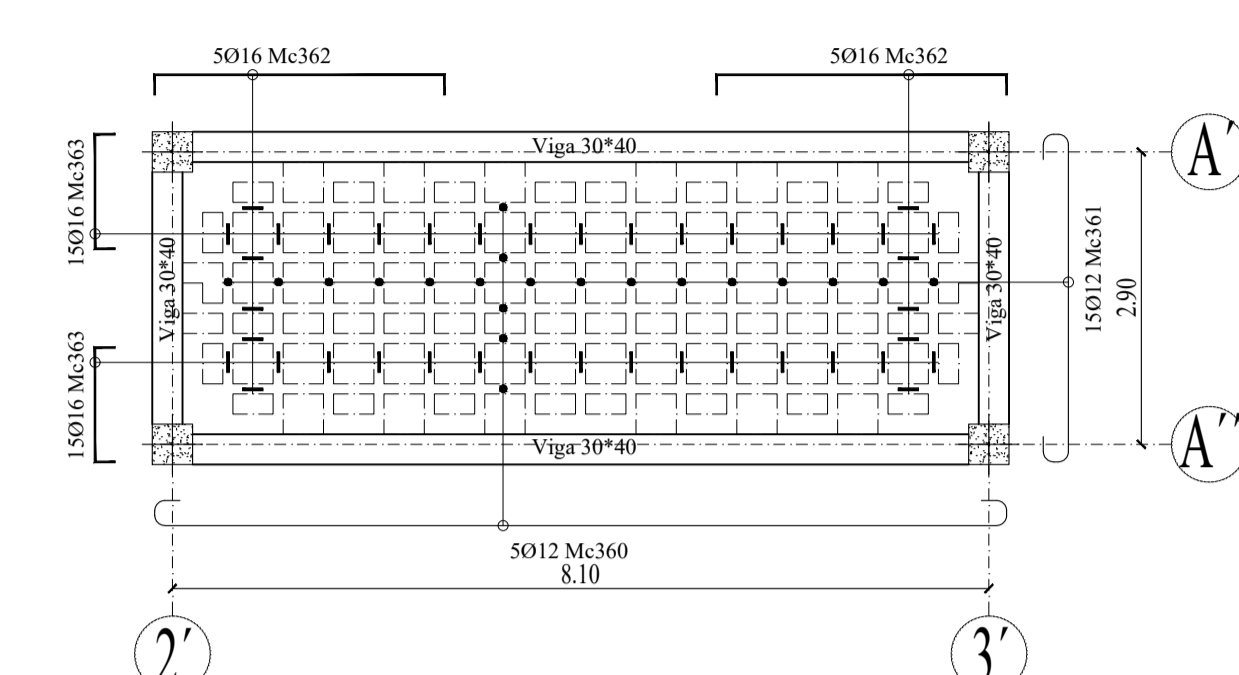
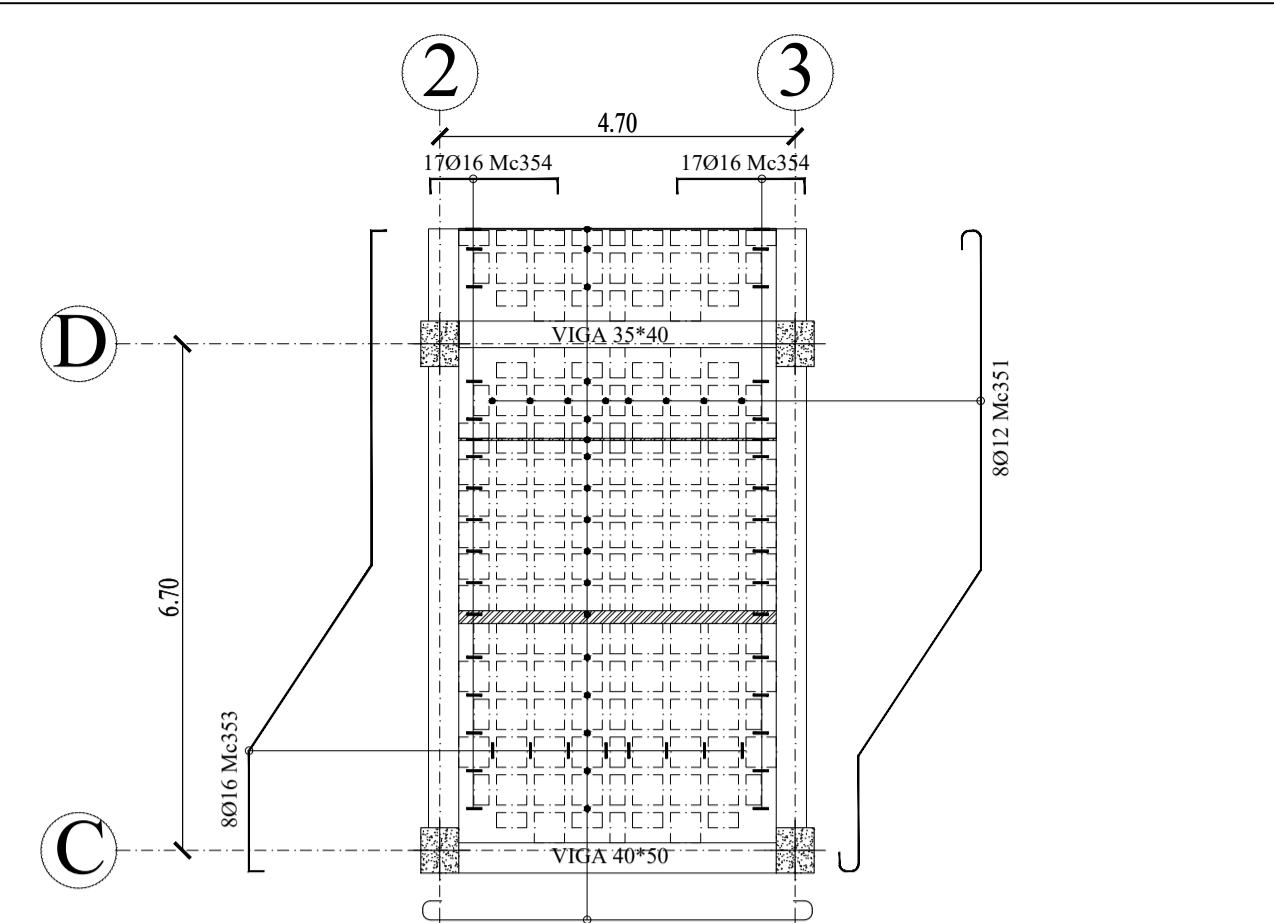
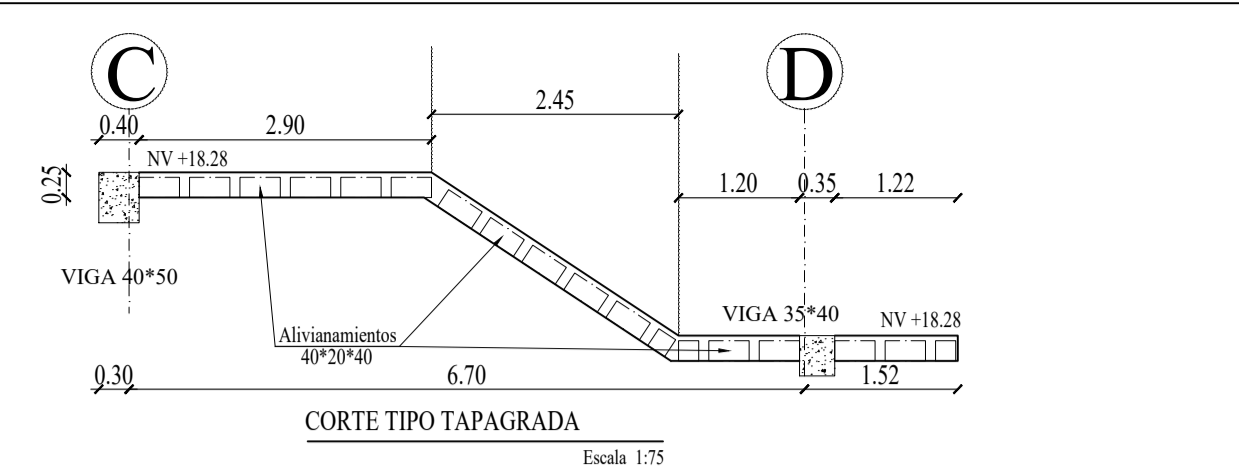


PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO A615 Gr.60

Mc	O	mm	TIPO	Nº	Dimensiones					Longitud		Peso (kg)
					a	b	c	d	g	Corte (m)	Total(m)	
LOSAS DE TAPAGRADA												
351	12	Z	8	1.4	2.95	4.4	0.15	9.05	72.4	64.44		
352	12	I	17	5.55	---	---	0.15	5.85	99.45	88.51		
353	16	Z	8	1.6	2.9	4.4	0.15	9.2	73.6	116.29		
331	16	C	34	1.70	0.2	---	---	2.1	71.4	112.81		
LOSA DE CUBIERTA												
360	12	I	5	9.1	---	---	0.15	9.4	47	41.83		
361	12	I	15	3.95	---	---	0.15	4.25	63.75	56.74		
362	16	C	10	2.90	0.2	---	---	3.3	33	52.14		
363	16	C	30	1.15	0.2	---	---	1.55	46.5	73.47		
GRADAS												
365	12	I	70	2.15	---	---	0.15	2.45	171.5	152.64		
366	12	Z	70	3	---	---	0.15	5.3	371	330.19		
367	12	I	110	4.15	---	---	0.15	4.45	489.5	435.66		
368	12	Z	14	1.5	3.1	0.9	---	5.8	81.2	72.27		
369	12	T	70	1.95	---	---	0.15	2.25	157.5	140.18		
370	12	I	390	2	---	---	---	2	780	694.20		
371	12	Z	126	3.4	0.85	---	0.15	4.55	573.3	510.24		
372	12	I	14	3.4	---	---	0.15	3.7	51.8	46.10		
373	12	I	12	1.95	---	---	---	1.95	23.4	20.83		
374	12	L	14	1.00	0.2	---	---	1.2	16.8	14.95		
375	12	C	14	0.90	0.2	---	---	1.3	18.2	16.20		
376	12	C	7	1.95	0.2	---	---	2.35	16.45	14.64		
377	12	Z	70	3.4	1.65	---	0.15	5.35	374.5	333.31		

DIAMETRO DE VARELLA (mm)	DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO (mm)
6	10
8	12
10	15
12	18
14	20
16	25
18	30
20	35
22	40
25	50
28	60
32	75

DIAMETRO DE DOBLADO





UNIVERSIDAD TÉCNICA DE
AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

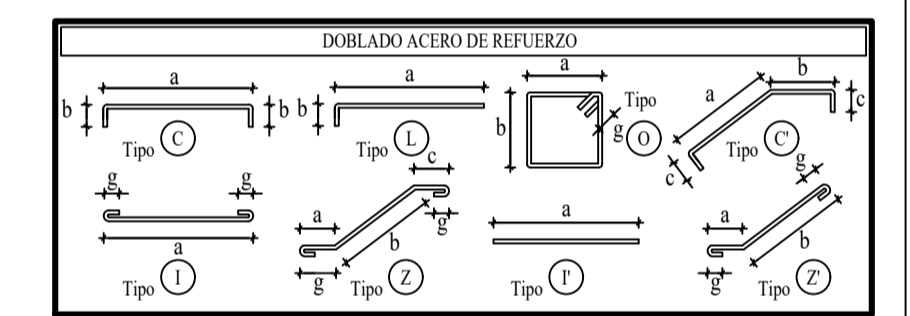
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Proyecto:
Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entripso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

Contenido:
- Armado Losa Nv +6.94, +10.18, +13.42
- Armado Losa Nv +16.66

Aprobado por: Lámina:
Estruc-06
Escala:
Indicadas

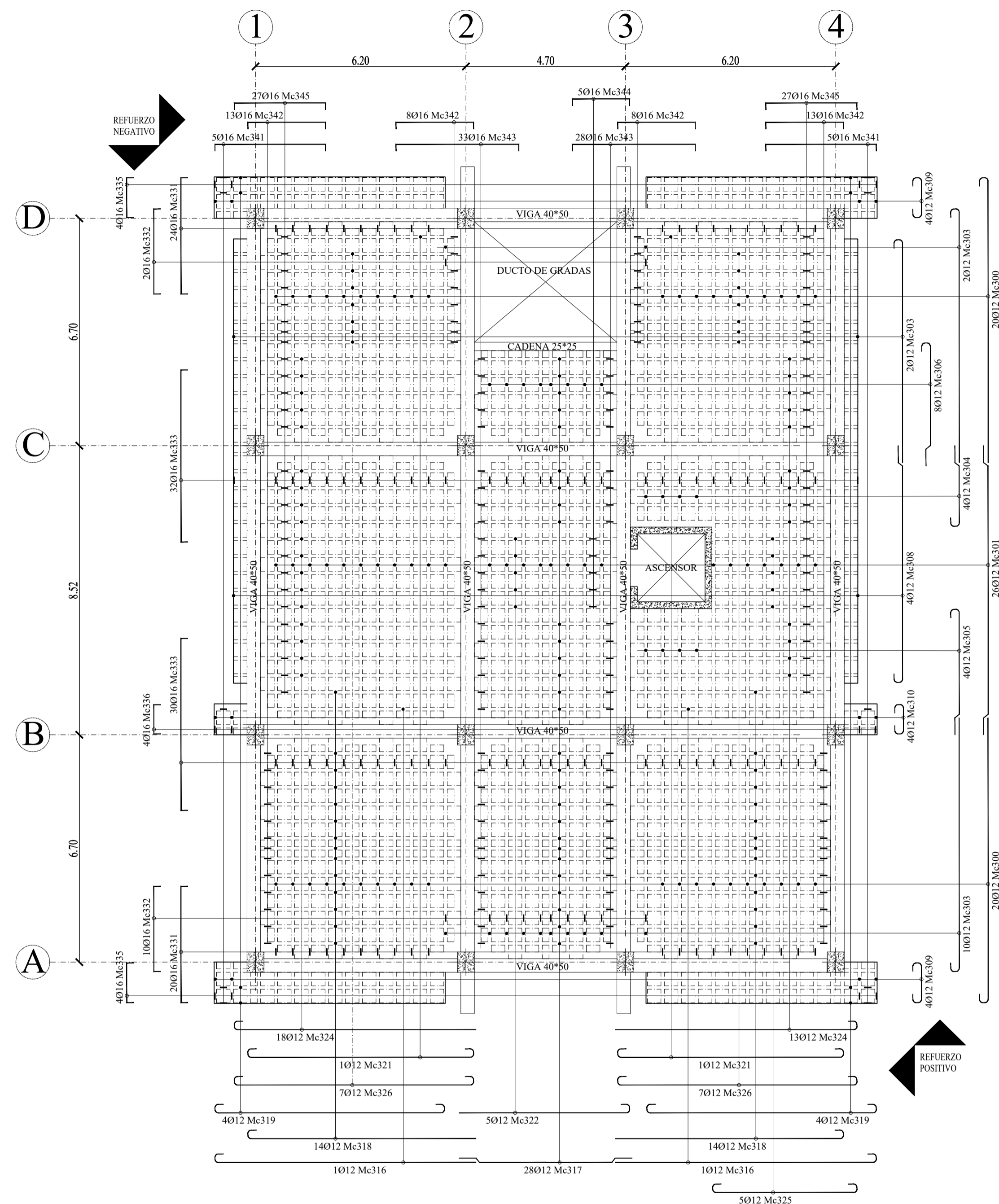
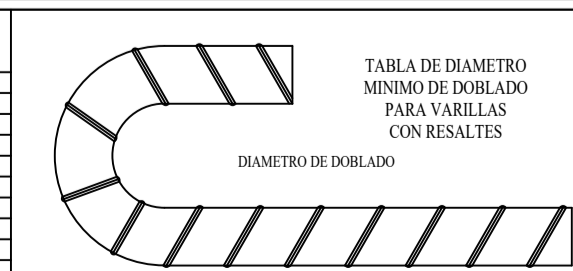
Elaborado por: Fecha:
Septiembre 2022
Unidades:
metros



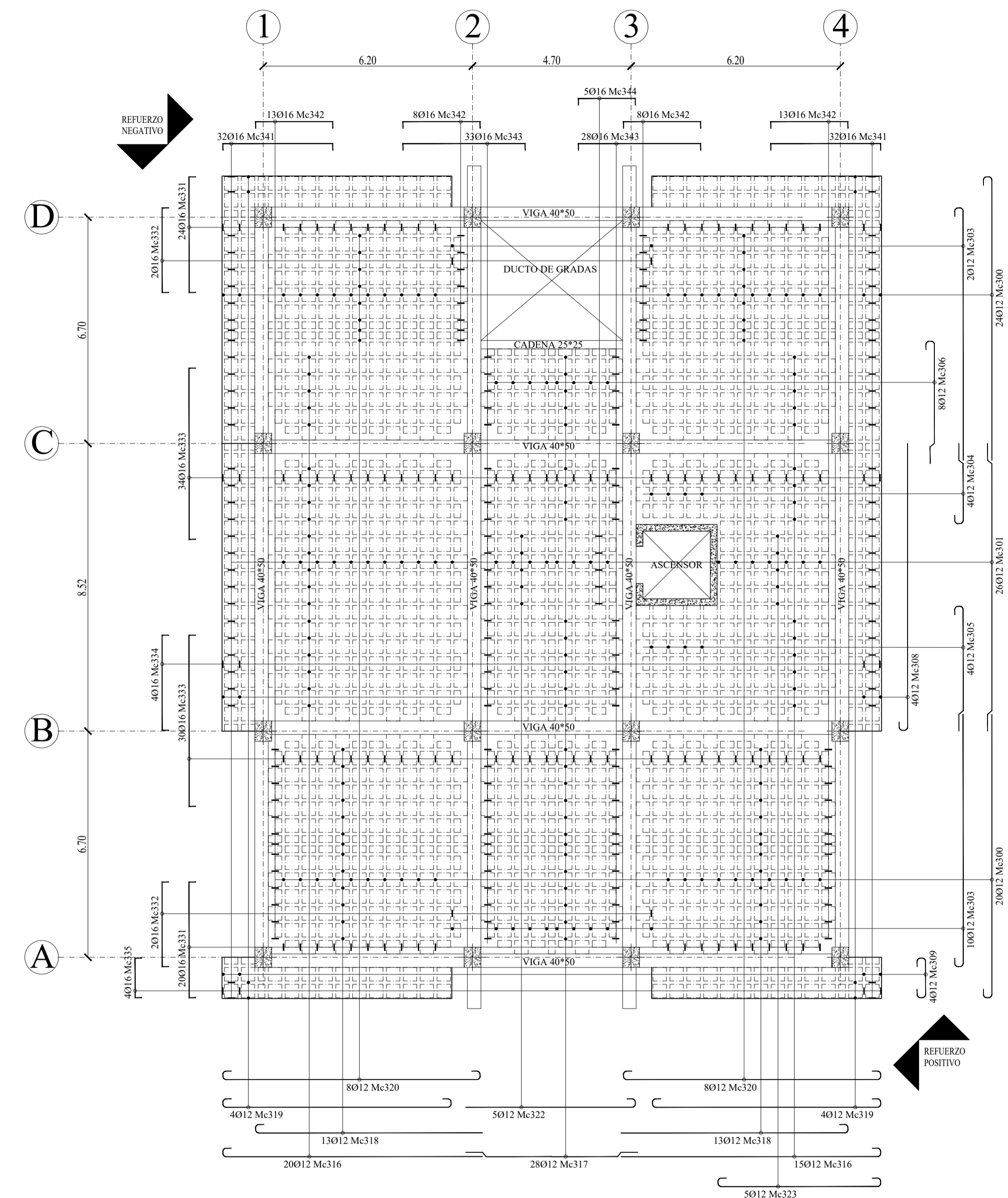
PLANILLA DE ACERO DE REFUERZO A615 Gr.60

Mc	Ø	TIPO	Nº	Dimensiones			Longitud	Peso
				a	b	c		
LOSAS DE ENTREPISO								
300	12	L	208	8.40	0.15	---	8.55	1778.4
301	12	I	122	8.65	---	---	8.65	1055.3
303	12	L	52	7.50	0.15	---	7.65	397.8
304	12	L	20	2.45	0.15	---	2.6	52
305	12	L	20	3.75	0.15	---	3.9	78
306	12	L	40	3.70	0.15	---	3.85	154
307	12	L	8	10.60	0.15	---	10.75	86
308	12	L	8	8.50	0.15	---	8.65	69.2
309	12	I	32	1.55	---	---	1.55	59.2
310	12	I	2	1.3	---	0.15	1.6	19.2
311	12	L	12	7.05	0.15	---	7.2	86.4
312	12	L	6	6.55	0.15	---	6.7	40.2
316	12	L	76	7.70	0.15	---	7.85	596.6
317	12	I	131	5.2	---	---	5.2	681.2
318	12	L	118	6.75	0.15	---	6.9	814.2
319	12	I	40	7.5	---	---	7.5	312
320	12	I	32	8.05	---	---	8.05	267.2
321	12	I	24	7.1	---	---	7.1	177.6
322	12	L	25	5.10	0.15	---	5.25	131.25
323	12	I	10	5.55	---	---	5.55	88.5
324	12	L	93	7.20	0.15	---	7.35	683.55
325	12	I	15	4.95	---	---	4.95	78.75
326	12	I	42	7.8	---	---	7.8	340.2
331	16	C	220	3.40	0.2	---	3.8	836
332	16	C	44	2.50	0.2	---	2.9	127.6
333	16	C	344	5.10	0.2	---	5.5	1727
334	16	C	8	2.80	0.2	---	3.2	25.6
335	16	C	32	1.10	0.2	---	1.5	48
336	16	C	13	0.90	0.2	---	1.3	15.6
341	16	C	158	3.15	0.2	---	3.55	560.9
342	16	C	228	2.30	0.2	---	2.7	615.6
343	16	C	287	3.80	0.2	---	4.2	1205.4
344	16	C	25	1.70	0.2	---	2.1	52.5
345	16	C	162	2.70	0.2	---	3.1	502.2

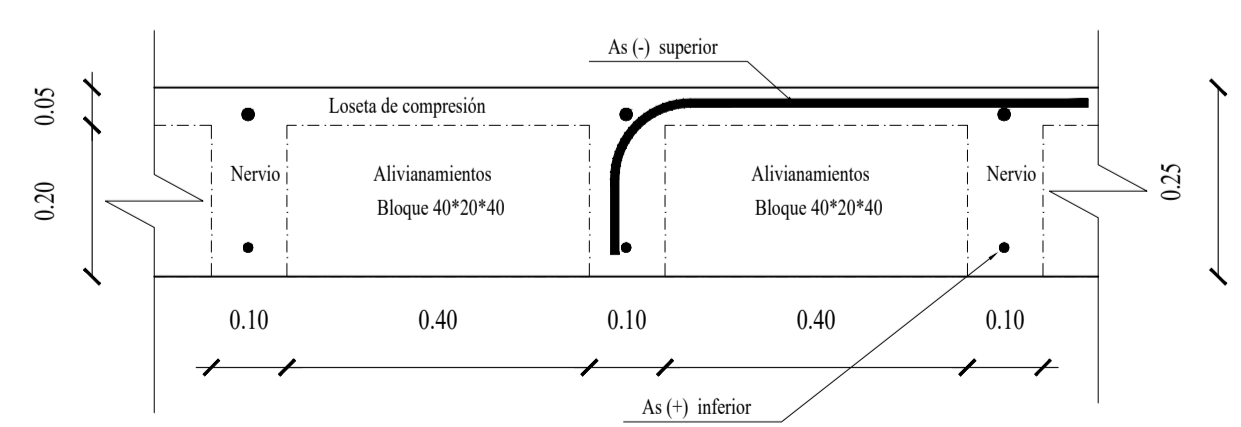
DIAMETRO DE VARILLA (Ø)	DIAMETRO MÍNIMO DE DOBLADO (Ø _{MIN})
10	30
12	36
14	42
16	48
18	54
20	60
22	66
25	75
28	84
32	96



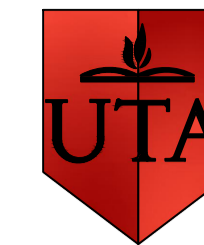
ARMADO DE LOSA Nv. +6.94, +10.18, +13.42 m
Escala 1:100



ARMADO DE LOSA Nv. +16.66 m
Escala 1:100



Corte de Losa Tipo Entripso y Cubierta
Escala 1:10



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

Proyecto:
Análisis de vulnerabilidad sísmica y medición de vibraciones en losas de entrespiso para el reforzamiento estructural del Edificio del Centro de Idiomas, Campus Huachi Chico de la Universidad Técnica de Ambato

- Contenido:
- Pórtico con Arriostramiento Eje A
 - Pórtico con Arriostramiento Eje D
 - Conexión Tipo 3
 - Detalles

Aprobado por: _____
Ing. Mg. Jorge Cevallos

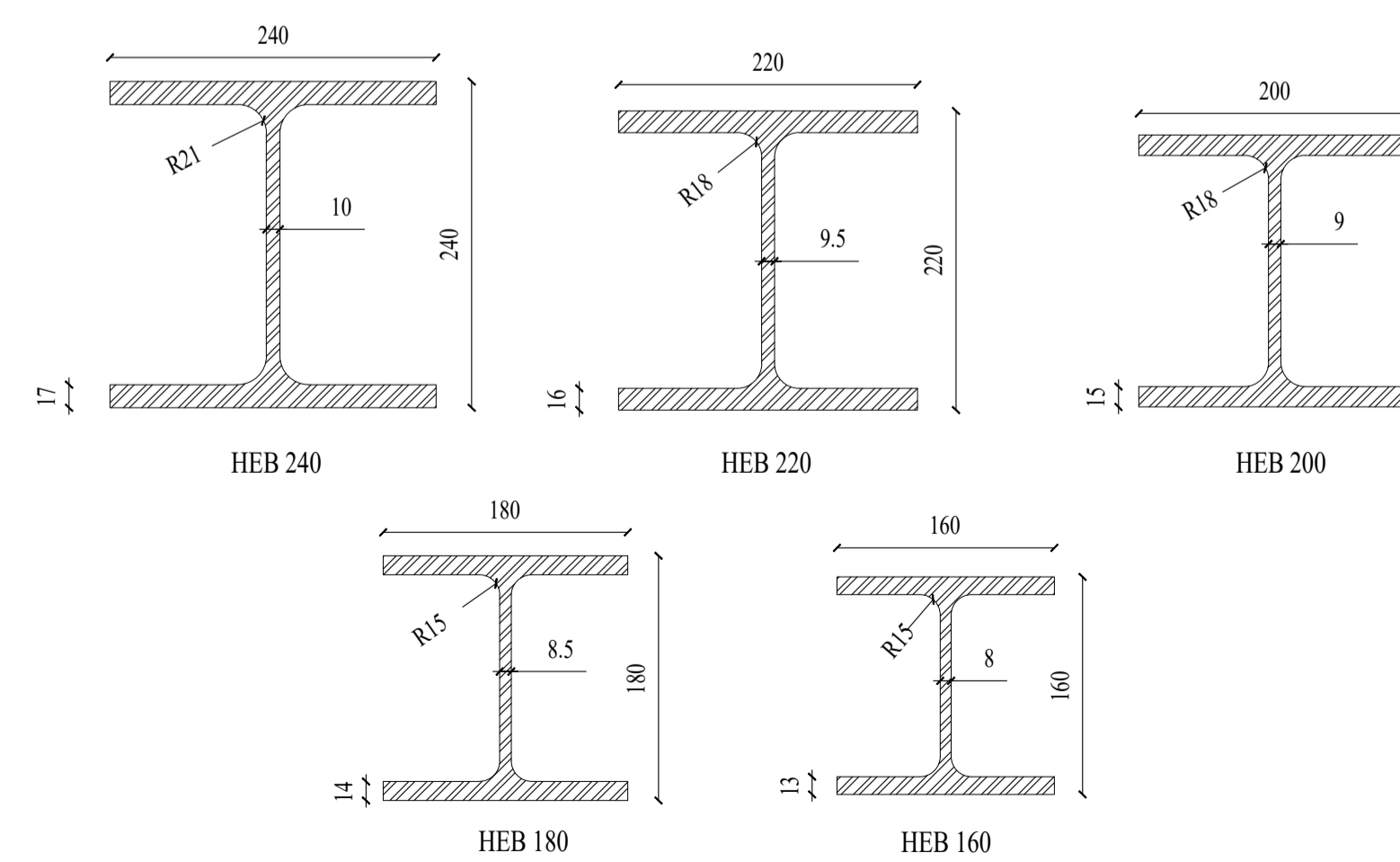
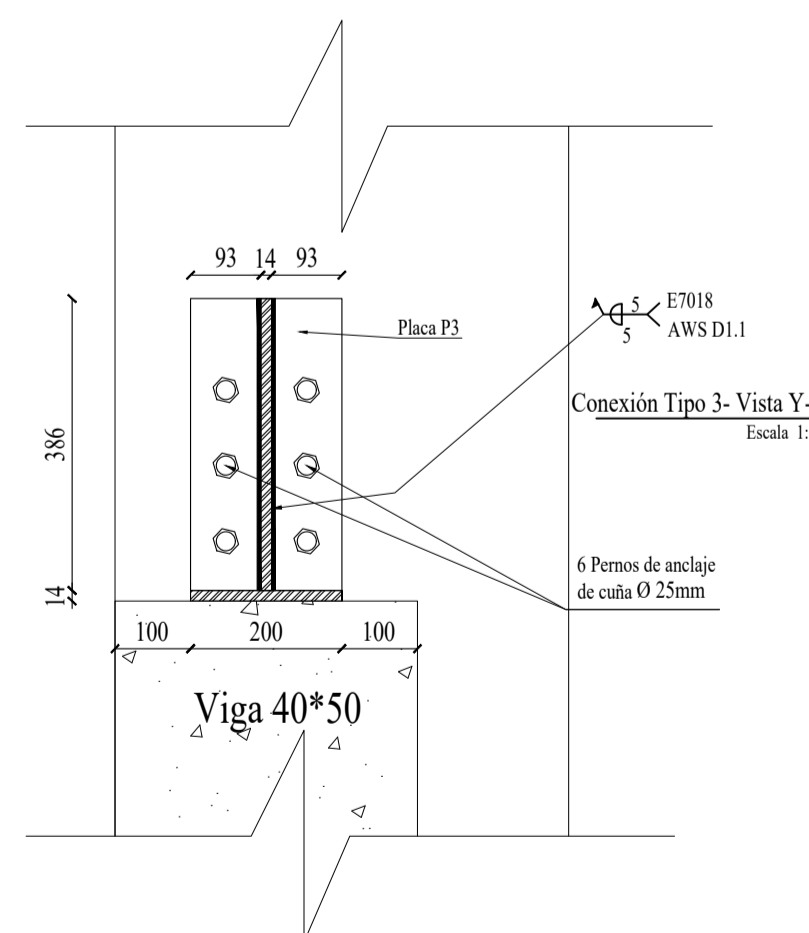
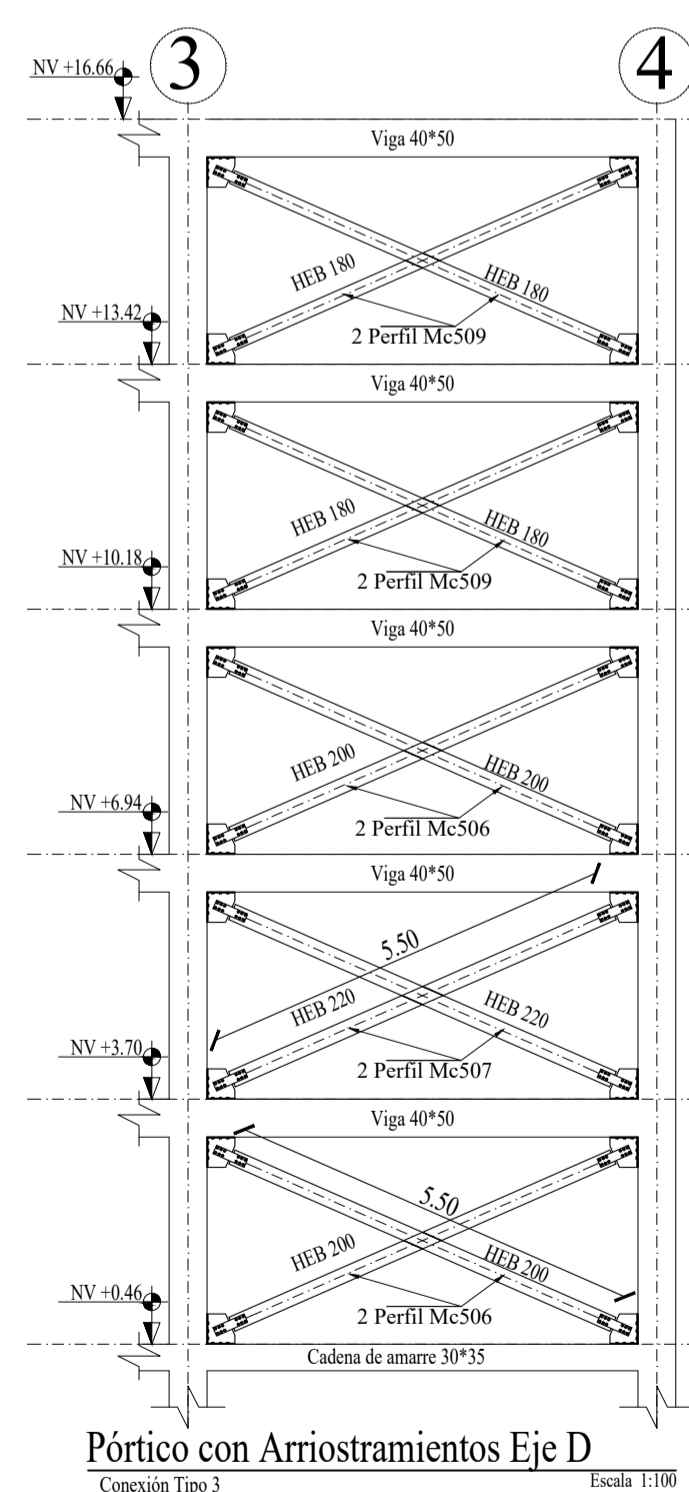
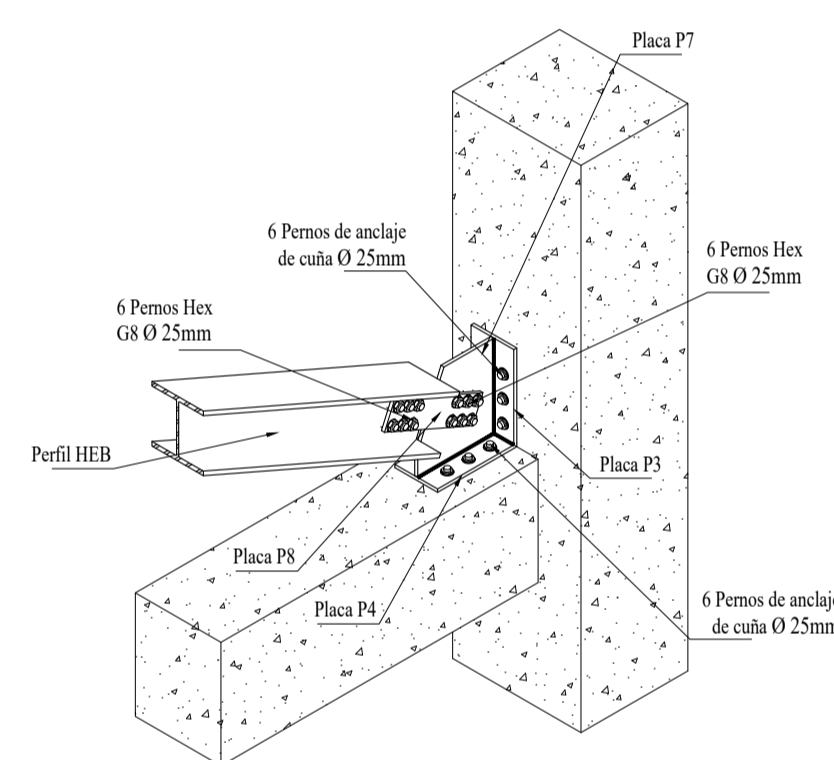
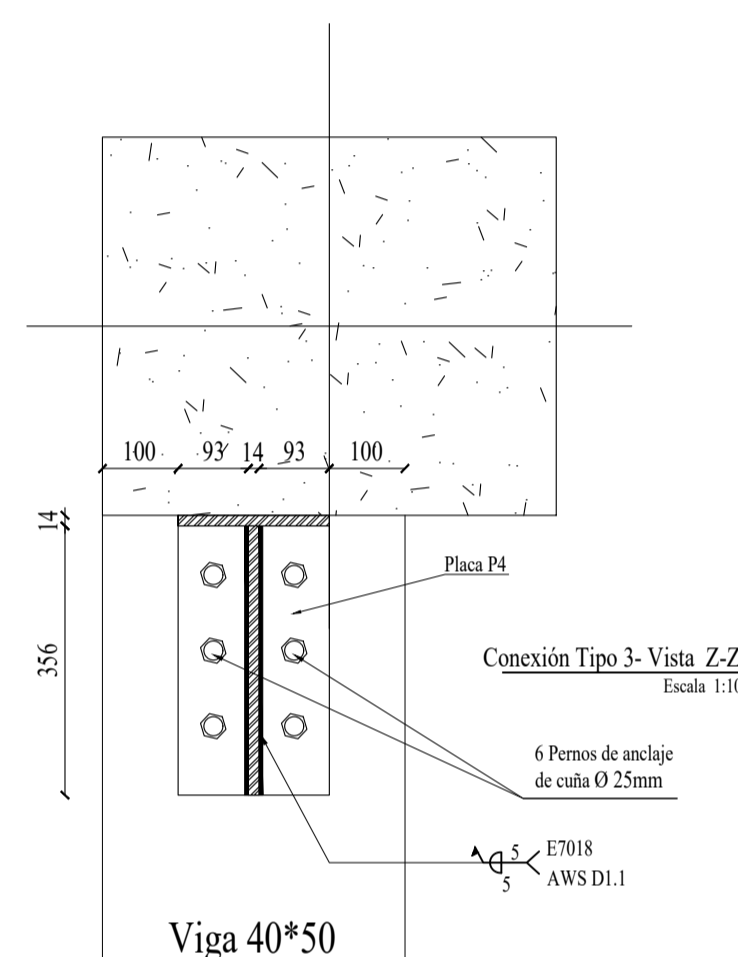
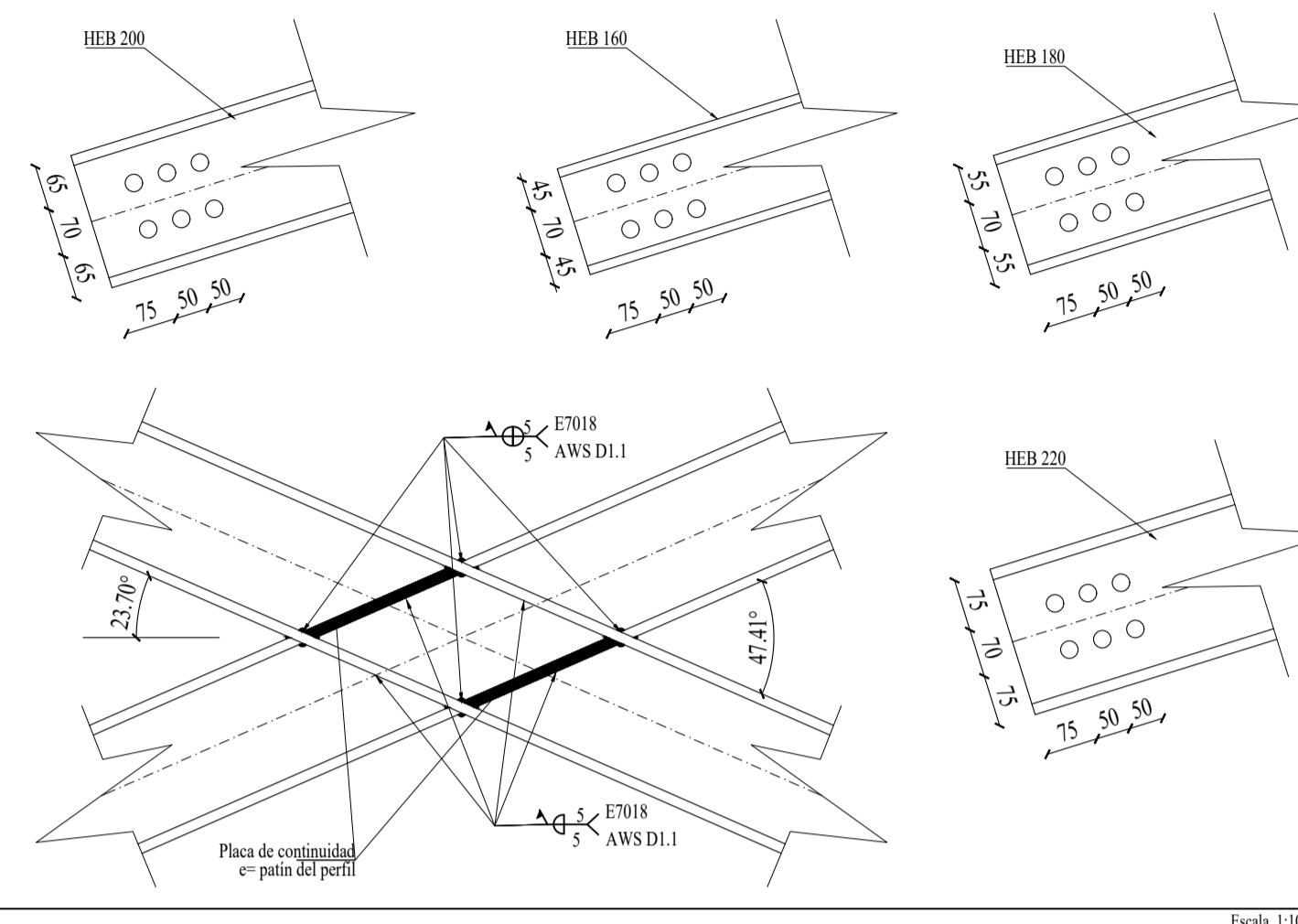
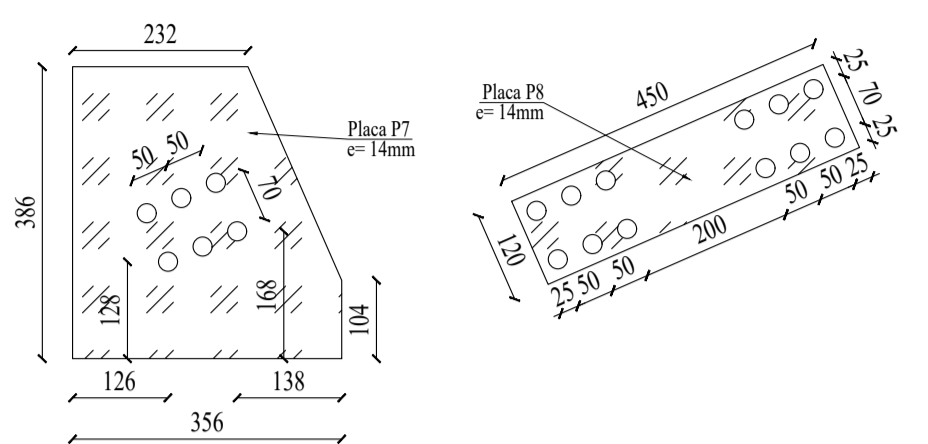
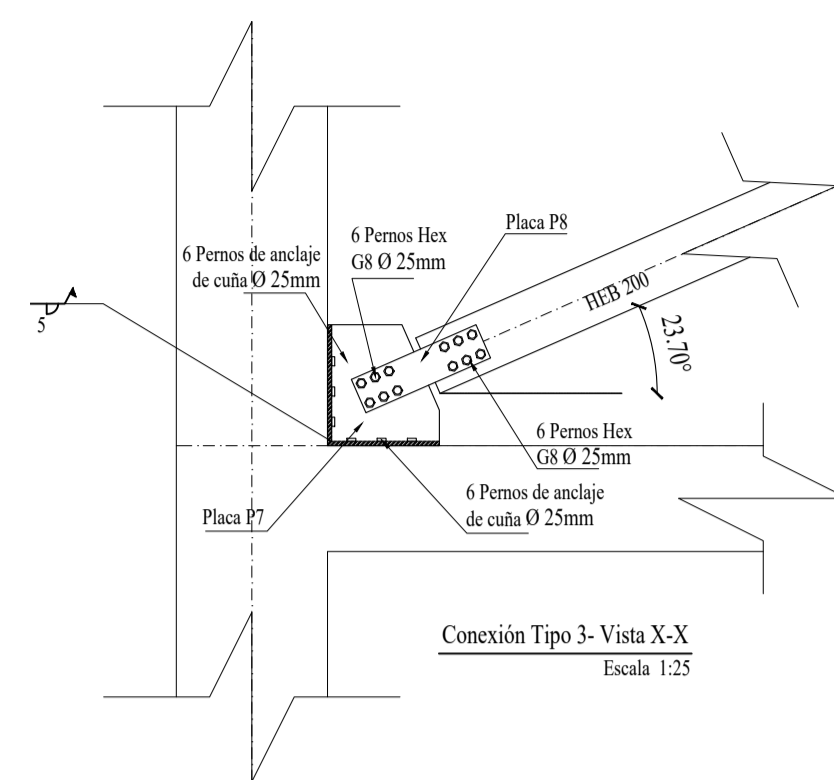
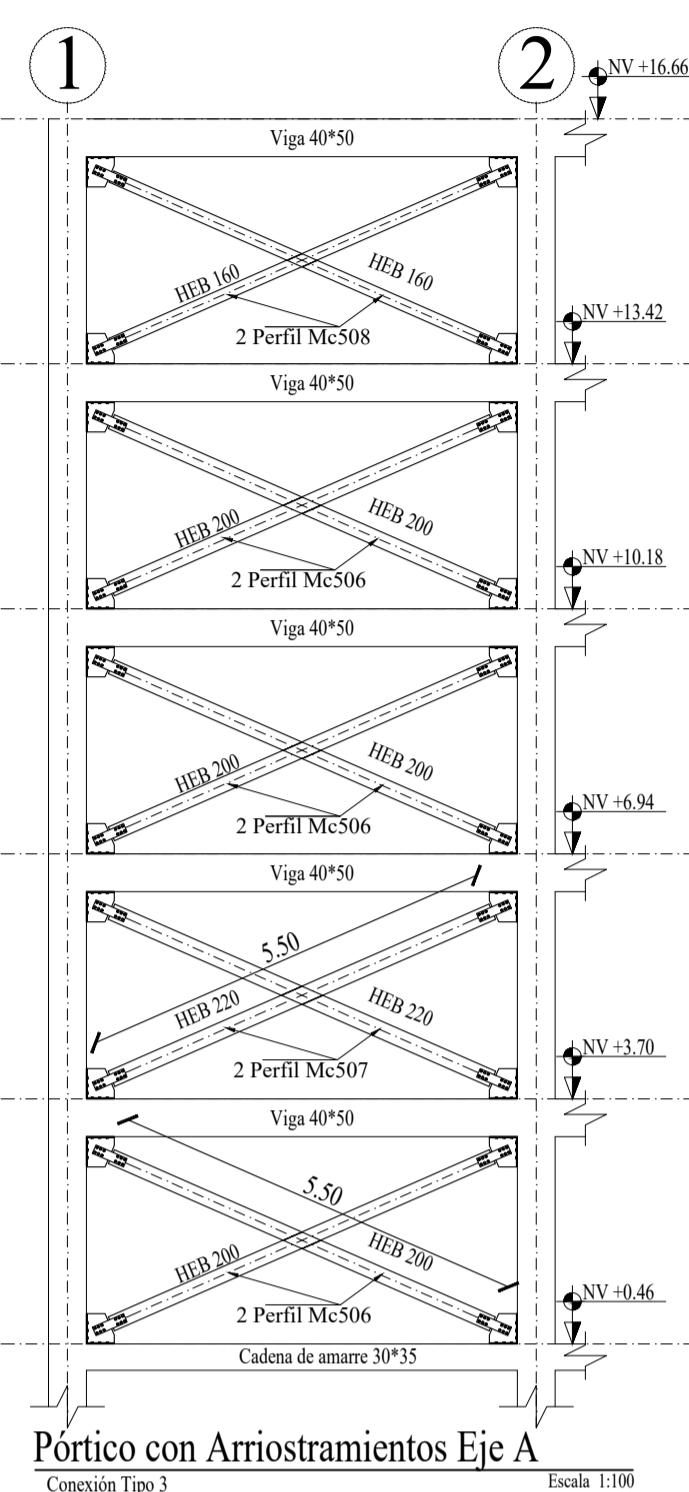
Lámina:
Estruc-08

Escala:
Indicadas

Elaborado por: _____
Egdo. Jhofre W. Caiza

Fecha:
Septiembre 2022

Unidades:
milímetros



PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL A36

Mc	Especificación	Longitud (m)	Área (cm ²)	Cantidad	Peso por M.L. (kg)	Peso por Total. (kg)
PÓRICO EJE A Y D						
506	HEB 200	5.50	78.10	10	61.3	337.15
507	HEB 220	5.50	91.00	4	71.5	393.25
508	HEB 160	5.50	54.30	2	42.6	234.30
509	HEB 180	5.50	65.30	4	51.2	281.60

CONEXIÓN TIPO 3

Mc	Especificación	Espesor (mm)	Área (cm ²)	Cantidad	Peso por Unidad (kg)	Peso por Total. (kg)
P7	Placa de conexión	14	0.120	40	13.18	527.0804
P8	Placa de conexión	14	0.054	40	5.93	237.384
P3	Placa de conexión	14	0.077	40	8.48	339.3712
P4	Placa de conexión	14	0.071	40	7.82	312.9952

PLANILLA PERNOS Y ANCLAJES

Especificación	Diámetro (mm)	Cantidad
CONEXIONES		
Pernos Hex G8	25	960
Pernos de anclaje de cuña	25	960