



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL MEDIANTE LA
MEDICIÓN DE VIBRACIONES.”**

AUTOR: Santiago Mauricio Meléndez Peña

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

AMBATO – ECUADOR

Septiembre - 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el Sr. Santiago Mauricio Meléndez Peña, Portador de la cédula de ciudadanía: C.I 1803826716, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, Septiembre 2021

.....
Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera
TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Santiago Mauricio Meléndez Peña**, con C.I. 1803826716 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



.....
Santiago Mauricio Meléndez Peña

C.I. 1803826716

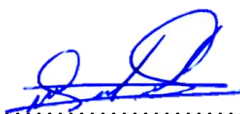
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, Septiembre 2021



.....
Santiago Mauricio Meléndez Peña

C.I. 1803826716

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante **Santiago Mauricio Meléndez Peña** de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

Ing. Mg. Wladimir Jose Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a Dios, que me ha dado salud y vida, brindándome sabiduría y fortaleza para superar cualquier problema, a mis padres que con su apoyo y consejos han sido el motor y el pilar fundamental para lograr alcanzar esta maravillosa profesión, a mis hermanos y a todas las personas que me han brindado su cariño para salir victorioso en esta etapa de mi vida, que Dios los llene de salud y vida.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por la familia que me regalo y por la sabiduría que me brinda para tomar decisiones.

A mi familia, en especial a mis padres por al apoyo moral y económico y más allá de lo material, por estar siempre velando por mi bienestar, aconsejándome y motivándome a superarme día a día.

A la Universidad Técnica de Ambato, principalmente a la Facultad de Ingeniería Civil, en la que adquirí, los conocimientos fundamentales para desempeñar esta hermosa carrera.

A todos los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por brindarme sus conocimientos durante estos años.

Al Ing. Mg. Jorge Cevallos tutor del trabajo experimental, por su ayuda y colaboración en la presente investigación, brindándome su tiempo para el desarrollo del presente proyecto de titulación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
INDICE DE TABLAS	xi
INDICE DE FIGURAS	xiii
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación	3
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	4
1.1.3.1 Vulnerabilidad de edificios	4
1.1.3.2 Efecto del sitio.....	5
1.1.3.3 Respuestas de las estructuras a la acción sísmica.....	5
1.1.3.4 Instrumentación para monitorear estructuras	5
1.1.3.4.1 Acelerómetros	5
1.1.3.4.2 Deformímetros	6
1.1.3.5 Comportamiento de los materiales	6
1.1.3.6 Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica	6
1.1.3.7 Método cualitativo.....	7
1.1.3.8 Método cuantitativo.....	14
1.1.3.9 Desempeño sísmico	15
1.1.3.10 Nivel de desempeño para estructuras de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2015).....	15
1.1.3.10.1 Nivel de desempeño para los componentes estructurales.....	15
1.1.3.10.2 Nivel de desempeño para componentes no estructurales.....	16
1.1.3.11 Amenaza sísmica	18
1.1.3.12 Filosofía de diseño sismo resistente	19

1.1.3.13	Capacidad.....	20
1.1.3.13.1	Curva de capacidad.....	20
1.1.3.13.2	Modelo de comportamiento del hormigón.....	21
1.1.3.13.3	Modelo de comportamiento del acero.....	24
1.1.3.14	Ductilidad del hormigón.....	24
1.1.3.15	Análisis estático no lineal.....	25
1.1.3.15.1	Método espectro de capacidad (CSM).....	26
1.1.3.15.2	Linealización equivalente.....	26
1.1.3.15.3	Conversión de la Curva de Demanda.....	27
1.1.3.15.4	Conversión de la Curva de Capacidad.....	28
1.1.3.15.5	Representación bilineal de la Curva de Capacidad.....	30
1.1.3.15.6	Amortiguamiento y periodo efectivo.....	32
1.1.3.15.6.1	Amortiguamiento efectivo (β_{eff}).....	33
1.1.3.15.6.2	Periodo efectivo (T_{eff}).....	35
1.1.3.15.7	Reducción del espectro para la amortiguación efectiva.....	37
1.1.3.15.8	Modificación del espectro de respuesta ADRS a MADRS.....	37
1.1.3.16	Demanda.....	39
1.1.3.16.1	Espectro elástico de diseño NEC-SE-DS 2015.....	39
1.1.3.16.1.1	Zonificación sísmica y factor Z.....	39
1.1.3.16.1.2	Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.....	40
1.1.3.16.1.3	Coefficientes de perfil de suelo para F_a , F_d y F_s	41
1.1.3.17	Estimación de la vibración máxima ocasionada por desplazamientos ocasionados al caminar.....	45
1.1.3.18	Resistencia del hormigón.....	51
1.1.3.19	Ensayo de penetración estándar SPT.....	52
1.1.4	Hipótesis.....	55
1.1.4.1	Variable dependiente.....	55
1.1.4.2	Variable Independiente.....	55
1.2	Objetivos.....	55
1.2.1	Objetivo General.....	55
1.2.2	Objetivos Específicos.....	55
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA.....		56
2.1	Materiales y Equipos.....	61
2.1.1	Materiales.....	61
2.1.2	Equipos.....	61
2.1.2.1	Etabs 2016.....	61

2.1.2.2	Martillo esclerométrico	61
2.1.2.3	Equipo para realizar ensayo SPT.....	61
2.2	Métodos	61
2.2.1	Plan de recolección de datos	61
2.2.2	Plan de procesamiento y Análisis de Información.....	62
2.2.3	Estudios de materiales	62
2.2.3.1	Resistencia a compresión del hormigón.....	62
2.2.3.2	Acero de refuerzo en elementos estructurales	65
2.2.4	Ensayo de Penetración Estándar SPT	69
2.2.4.1	Clasificación del suelo.....	70
2.2.4.2	Velocidad de onda de corte (Vs)	72
2.2.4.3	Contenido de humedad W%	74
2.2.4.4	Plasticidad	75
2.2.5	Cargas	75
2.2.5.1	Cargas Gravitacionales.....	75
2.2.5.1.1	Cargas de pared.....	75
2.2.5.1.2	Carga de Losa	77
2.2.5.1.3	Cargas vivas.....	78
2.2.5.2	Cargas sísmicas	78
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN		82
3.1	Análisis y discusión de los resultados	82
3.1.1	Grado de vulnerabilidad método cualitativo.....	82
3.1.1.1	Inspección FEMA 154.....	82
3.1.1.1.1	Primer nivel.....	82
3.1.1.1.2	Segundo nivel	87
3.1.1.2	Inspección visual rápida NEC 2015	90
3.1.2	Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo	93
3.1.2.1	Conformación Estructural	93
3.1.2.2	Definición de materiales.....	93
3.1.2.3	Definición de secciones.....	93
3.1.2.4	Periodo de vibración.....	94
3.1.2.5	Masas Acumuladas.....	96
3.1.2.6	Comportamiento Estructural	97
3.1.2.7	Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico.....	98
3.1.2.8	Deriva de piso.....	98
3.1.2.9	Reforzamiento de la estructura.....	101

3.1.2.9.1	Chequeos de elementos estructurales	104
3.1.2.9.1.1	Chequeo de vigas	104
3.1.2.9.1.2	Chuequeo de Columnas.....	108
3.1.2.9.1.3	Periodo de vibración.....	112
3.1.2.9.1.4	Masas acumuladas.....	113
3.1.2.9.1.5	Comportamiento de la estructura	113
3.1.2.9.1.6	Derivas de piso	114
3.1.2.10	Análisis Estático no lineal.....	117
3.1.2.10.1	Modelo de comportamiento de los materiales	117
3.1.2.10.2	Cantidad de acero de refuerzo.....	119
3.1.2.10.3	Definición de cargas para el análisis no lineal.....	120
3.1.2.10.3.1	Carga no lineal gravitacional.....	120
3.1.2.10.3.2	Carga lateral no lineal (PUSHOVER).....	120
3.1.2.10.3.3	Asignación de rotulas plásticas	124
3.1.2.11	Desempeño estructural.....	126
3.2	Verificación de la hipótesis	128
CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		129
4.1	Conclusiones	129
4.2	Recomendaciones	130
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		131
ANEXOS		136

INDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Formulario de Evaluación FEMA 154 Nivel 1	8
Tabla 2:	Formulario de Evaluación FEMA 154 Nivel 2	9
Tabla 3:	Formulario de evaluación NEC 2015.....	10
Tabla 4:	Sistemas Estructurales FEMA.....	11
Tabla 5:	Tipos de Sistemas Estructurales de la NEC	12
Tabla 6:	Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S para FEMA	13
Tabla 7:	Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S para NEC	13
Tabla 8:	Niveles de desempeño de la edificación NEC 2015	17
Tabla 9:	Niveles de amenaza sísmica.....	19
Tabla 10:	Valores para el factor de confinamiento efectiva.....	23
Tabla 11:	Coefficientes para Ecuaciones de amortiguamiento efectivo.....	34

Tabla 12:	Coeficientes para la ecuación del Periodo Efectivo	36
Tabla 13:	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	40
Tabla 14:	Clasificación de los perfiles de suelo	41
Tabla 15:	Tipos de suelo y factores de sitio Fa	41
Tabla 16:	Tipos de suelo y factores de sitio Fd	42
Tabla 17:	Tipos de suelo y factores de sitio Fs	42
Tabla 18:	Criterios de vibración para equipos sensibles	48
Tabla 19:	Valores de parámetros para impulsos de pisadas	49
Tabla 20:	Procedimiento para ensayo SPT	54
Tabla 21:	SPT Sector de Celiano Monge	54
Tabla 22:	Coordenadas de la Facultad de Ingeniería Civil.....	58
Tabla 23:	Número de Elementos Estructurales	59
Tabla 24:	Modelos Matemáticos	60
Tabla 25:	Modelos Matemáticos	62
Tabla 26:	Ensayo esclerométrico.....	63
Tabla 27:	Ensayo esclerométrico.....	64
Tabla 28:	Datos ordenados	65
Tabla 29:	Cantidad de acero de refuerzo en vigas.....	68
Tabla 30:	Cantidad de acero de refuerzo en columnas.....	69
Tabla 31:	Ensayo de Penetración Estándar.	70
Tabla 32:	Clasificación de suelos SUCS.....	71
Tabla 33:	Ensayo Granulométrico.....	72
Tabla 34:	Velocidad de Onda de Corte	73
Tabla 35:	Tipo de suelo según NEC.....	74
Tabla 36:	Contenido de humedad del suelo	74
Tabla 37:	Índice Plástico	75
Tabla 38:	Cálculo peso propio de paredes en losa	77
Tabla 39:	Cargas vivas de acuerdo al tipo de ocupación.....	78
Tabla 40:	Factor zona y suelo.....	79
Tabla 41:	Datos de la estructura	79
Tabla 42:	Espectro NEC.....	80
Tabla 43:	Espectro Determinista	81
Tabla 44:	Elementos estructurales utilizados en el modelo.....	94

Tabla 45: Periodos de vibración en los sentidos, X+, X-, Y+, Y-.....	96
Tabla 46: Masas Acumuladas.....	96
Tabla 47: Comportamiento de la estructura	97
Tabla 48: Cortante Basal Estático vs Dinámico	98
Tabla 49: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y	99
Tabla 50: Derivas inelásticas por cortante dinámico en X, Y	100
Tabla 51: Geometría de elementos estructurales utilizados para reforzamiento global.....	104
Tabla 52: Refuerzo requerido en vigas.....	105
Tabla 53: Datos de momento curvatura de viga reforzada a momento positivo... ..	106
Tabla 54: Datos de momento curvatura de viga reforzada a momento negativo	106
Tabla 55: Comparación del momento de demanda con el momento resistente	106
Tabla 56: Comparación del momento de demanda con el momento resistente	107
Tabla 57: Puntos del diagrama de iteraciones, columna reforzada de 35x35	109
Tabla 58: Cuantía de acero longitudinal en elementos estructurales	112
Tabla 59: Masas Acumuladas.....	113
Tabla 60: Comportamiento de la estructura	113
Tabla 61: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y	114
Tabla 62: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y	116

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Curva de capacidad	20
Figura 2: Modelo de Mander concreto confinado y no confinado	21
Figura 3: Modelo de Park	24
Figura 4: Relación Fuerza – Deformación para el hormigón	25
Figura 5: Espectro de capacidad	26
Figura 6: Linealización Equivalente	27
Figura 7: Transformación Espectro estándar a Espectro ADSR.....	28
Figura 8: Transformación de la Curva de Capacidad	29
Figura 9: Punto de Desempeño	30
Figura 10: Transformación de la Curva de Capacidad	31
Figura 11: Tipos de modelos histeréticos	33
Figura 12: Modificadores del diagrama Aceleración – Desplazamiento del espectro de respuesta (MADRS) mediante el periodo secante Tsec.	38

Figura 13: Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor de factor de zona Z	40
Figura 14: Espectro elástico de Diseño.....	43
Figura 15: Fuerza de pulso de paso idealizado	45
Figura 16: Dependencia de la fuerza máxima (Fm) y tiempo de subida (to) en la velocidad de caminado	45
Figura 17: Desviación dinámica máxima debido al pulso de paso.....	46
Figura 18: Componentes del martillo esclerométrico.....	52
Figura 19: Esquema SPT	53
Figura 20: Facultad de Ingeniería Civil	56
Figura 21: Ubicación de la Estructura.	57
Figura 22: Plano Arquitectónico.....	58
Figura 23: Acabados de la estructura.....	60
Figura 24: Refuerzo longitudinal para elementos a flexión.....	66
Figura 25: Tipos de pared	76
Figura 26: Tablero muestra para cuantificación de cargas de paredes que están fuera de ejes	76
Figura 27: Detalle de losa alivianada por metro cuadrado	77
Figura 28: Espectro de respuesta.	81
Figura 29: Inspección FEMA 154.	82
Figura 30: Inspección FEMA 154.	83
Figura 31: Inspección FEMA 154.	84
Figura 32: Inspección FEMA 154.	84
Figura 33: Inspección FEMA 154.	86
Figura 34: Inspección FEMA 154.	87
Figura 35: Inspección FEMA 154.	87
Figura 36: Inspección FEMA 154.	88
Figura 37: Inspección FEMA 154.	88
Figura 38: Inspección FEMA 154.	89
Figura 39: Inspección NEC.....	90
Figura 40: Inspección NEC.....	90
Figura 41: Inspección NEC.....	91
Figura 42: Inspección NEC.....	91
Figura 43: Inspección NEC.....	92

Figura 44: Periodo de vibración de la estructura sin estabilizar	95
Figura 45: Deriva Inelástica por cortante estático en X.....	99
Figura 46: Deriva Inelástica por cortante estático en Y.....	99
Figura 47: Deriva Inelástica por cortante dinámico en X.....	100
Figura 48: Deriva Inelástica por cortante dinámico en Y.....	100
Figura 49: Despunte de los bordes de la columna	101
Figura 50: Colocación de epóxido	102
Figura 51: Instalación de los Ángulos Metálicos.....	102
Figura 52: Instalación de los Ángulos Metálicos.....	103
Figura 53: Encamisado con Estructura Metálica	103
Figura 54: Viga más Demandada.....	105
Figura 55: Demanda de columna	108
Figura 56: Columna más Demandada.....	108
Figura 57: Columna reforzada	109
Figura 58: Diagrama momento curvatura sentido X, columna 35x35 reforzada....	110
Figura 59: Diagrama momento curvatura sentido Y, columna 35x35 reforzada....	110
Figura 60: Vista Isométrica.....	112
Figura 61: Periodo de vibración de la estructura estabilizada	113
Figura 62: Derivas Inelásticas por Cortante Estático Sentido X	115
Figura 63: Derivas Inelásticas por Cortante Estático Sentido Y	115
Figura 64: Derivas Inelásticas por Cortante Dinámico Sentido X.....	116
Figura 65: Derivas Inelásticas por Cortante Dinámico Sentido Y.....	116
Figura 66: Criterios de aceptación del acero	117
Figura 67: Criterios de aceptación del hormigón.....	118
Figura 68: Comportamiento del hormigón confinado y no confinado.	118
Figura 69: Asignación del acero de refuerzo en vigas.....	119
Figura 70: Asignación del acero de refuerzo en columnas.....	119
Figura 71: Carga Gravitacional.....	120
Figura 72: Definición de las cargas triangulares para sentidos X, Y.....	121
Figura 73: Patrón de cargas laterales no lineales sentido X	121
Figura 74: Control de aplicación de la carga sentido X.....	122
Figura 75: Patrón de cargas laterales no lineales sentido Y	123
Figura 76: Control de aplicación de la carga sentido Y.....	123

Figura 77: Asignación de rotulas plásticas en vigas	124
Figura 78: Propiedades para las rotulas plásticas en vigas	125
Figura 79: Asignación de rotulas plásticas en columnas	125
Figura 80: Propiedades para las rotulas plásticas en columnas	126
Figura 81: Punto de desempeño, NEC 2015, Sismo Raro (475 años)	126
Figura 82: Espectro Capacidad Bilineal sentido X	127
Figura 83: Espectro Capacidad Bilineal sentido Y	127

RESUMEN

Para conocer el grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, se utilizaron dos metodologías de evaluación, una de ellas es la evaluación rápida, mediante formatos y matrices establecidas por normas internacionales como lo es FEMA 154, y por la norma que rige en nuestro país, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, estas evaluaciones son visuales y rápidas ya que clasifican a la estructura por su vulnerabilidad, considerando principalmente el tipo de suelo en donde está emplazada la edificación, junto con el año de construcción y la configuración estructural, teniendo en cuenta irregularidades tanto en planta como en elevación.

Otra metodología utilizada es la cuantitativa, la cual permite conocer el desempeño de la estructura mediante la utilización de un software, para el cual se utilizó ETABS, el mismo que permitió analizar la estructura en un rango lineal y no lineal, este método es más efectivo, ya que mediante valores numéricos se conoce un comportamiento estructural ante eventos sísmicos más cercanos a la realidad, mediante estas metodologías se pudo observar que la estructura analizada presenta un alto grado de vulnerabilidad.

Con los resultados obtenidos se plantea una propuesta de reforzamiento, como lo es el encamisado con acero en vigas y en columnas, adicionalmente se propuso la colocación de muros estructurales, todo esto con la finalidad de que la estructura soporte mayores cargas y tenga un mejor desempeño ante eventos sísmicos.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, Análisis lineal, Análisis no lineal, Irregularidad estructural, FEMA 154, NEC 2015, Reforzamiento estructural.

ABSTRACT

To know the degree of seismic vulnerability of the Faculty of Civil Engineering of the Technical University of Ambato, two evaluation methodologies were used, one of them is the rapid evaluation, through formats and matrices established by international standards such as FEMA 154, and By the norm that governs in our country, the Ecuadorian Construction Norm NEC 2015, these evaluations are visual and quick since they classify the structure by its vulnerability, mainly considering the type of soil where the building is located, together with the year of construction and the structural configuration, taking into account irregularities both in plan and elevation.

Another methodology used is the quantitative one, which allows to know the performance of the structure through the use of software, for which ETABS was used, the same one that allowed to analyze the structure in a linear and non-linear range, this method is more effective since by means of numerical values a structural behavior is known before seismic events closer to reality, through these methodologies it could be observed that the analyzed structure presents a high degree of vulnerability.

With the results obtained, a reinforcement proposal is proposed, such as cladding with steel in beams and columns, additionally the placement of structural walls was proposed, all this with the purpose that the structure supports greater loads and has a better performance before seismic events.

Keywords: Seismic vulnerability, Linear analysis, Nonlinear analysis, Structural irregularity, FEMA 154, NEC 2015, Structural reinforcement.

CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

El continente americano ostenta el récord mundial del más intenso terremoto jamás registrado, de 9,5 grados en la escala de Richter, que se produjo el 22 de mayo de 1960 en la ciudad de Valdivia (840 km al sur de Santiago de Chile) y causó 3.000 muertos. [1]

América al encontrarse en una zona de alta peligrosidad sísmica ha dado mayor importancia a los estudios de vulnerabilidad de estructuras, en Ecuador de acuerdo al Instituto geofísico de Quito, existen varias construcciones irregulares en todo el país, lo que es una fuente de peligro para los habitantes. [1]

Por estas razones instituciones estadounidenses brindan manuales que permiten conocer la vulnerabilidad de una estructura ante eventos sísmicos mediante breves chequeos visuales, una de estas instituciones es la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA. [2]

En nuestro país se ha planteado mediante la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos y el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda un manual que permite evaluar y rehabilitar estructuras ante eventos sísmicos, esta es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, permitiendo determinar la vulnerabilidad de un edificio ante diferentes sollicitaciones sísmicas. [3]

Los ingenieros estructurales utilizan análisis modales espectrales, aplicando códigos y así asegurando ductilidad en el comportamiento inelástico de las estructuras, teniendo en cuenta que las estructuras sufrirán deformaciones plásticas durante sollicitaciones sísmicas, esto requiere una evaluación que verifique el diseño sísmico de la estructura. [4]

El método PUSHOVER es un procedimiento que nos permite determinar la resistencia sísmica en conjunto con el espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad, permitiendo evaluar el comportamiento y la capacidad de los elementos estructurales sometidos a sollicitaciones sísmicas, dicho método es muy recomendado por instituciones de investigaciones por lo cual se ha incorporado en varios códigos de diseño sísmico en distintos países. [5]

Varios trabajos realizados en distintos países mediante este método, han analizado diferentes edificaciones con distinto número de pisos y dimensiones, esto ha permitido determinar el punto de desempeño, cortante basal, desplazamiento, niveles de desempeño, derivas de piso, modos de deformación, entre otros resultados, los cuales han demostrado si una edificación tiene o no un adecuado comportamiento ante cualquier tipo de sismo.

Handana y sus ayudantes en el año 2018 analizaron un edificio de 3 piso “Wari Medan Building” en la ciudad de Sumatra-Medan, mediante análisis Pushover en el software SAP2000, determinaron el punto de desempeño, cortante basal, desplazamiento, niveles de desempeño, derivas entre otros resultados, concluyendo que el edificio es seguro y de inmediata ocupación y así como en Sumatra-Medan se suman otros lugares en todo el mundo como es el caso de Marruecos que comprueba parámetros dinámicos como periodos fundamentales, frecuencias, modos de deformación, etc. [4]

Para poder estimar la capacidad sismo resistente de un edificio de concreto armada, es necesario considerar en el comportamiento inelástico de los pórticos la posibilidad de desarrollar modos de falla, al modelar la estructura podemos conocer estas posibilidades, al utilizar un software este proporcionara un acero por calculo que va a satisfacer las solicitudes de análisis de la estructura según éstos modos de falla, sin embargo, en el diseño final, este acero por cálculo se traduce a barras comerciales de acuerdo a diámetros existentes en el mercado, lo que proporciona un cambio de propiedades en el sistema estructural. Por esta razón, en el análisis de diseño por capacidad y la evaluación del criterio columna fuerte-viga débil en el comportamiento de los pórticos debe utilizarse un modelo con el acero comercial, con la finalidad de obtener resultados que se ajusten a las condiciones reales. [6]

En Ecuador el sismo que sacudió al país el 16 de abril del 2016 ha dejado evidente la existencia de enormes deficiencias en las estructuras y en sus procesos constructivos a nivel nacional, a pesar de que la NEC brinda información para diseñar estructuras que respondan óptimamente a sismos, algunas edificaciones que colapsaron en aquel evento fueron diseñadas y construidas con normas anteriores. Estudios que se realizaron por parte de La Universidad Técnica de Machala a una institución educativa aplicando el método FEMA 154, determinaron que es altamente vulnerable ya que presentan humedad y grietas en elementos estructurales y no estructurales, además se

encontraron otras patologías que degradan potencialmente la principal parte estructural del edificio. [7]

Otra investigación realizó La Universidad Central del Ecuador a una de sus facultades que ya tenía funcionando más de 30 años, para determinar la vulnerabilidad de esta estructura se ocupó FEMA 154 lo cual permitió realizar una breve inspección visual, posteriormente se realizó un análisis estático no lineal y un análisis dinámico utilizando NEC, al realizar estos ensayos se determinó que la facultad no cumplía parámetros como las máximas derivas permitidas teniendo un grado alto de vulnerabilidad. [8]

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda da una guía en la cual recomienda incrementar cargas laterales permitiendo el desplazamiento de la estructura y así obtener su capacidad resistente mediante un análisis estático no lineal (PUSHOVER), mediante este análisis se podrá determinar la vulnerabilidad ante eventos sísmicos de cualquier edificación. [3]

1.1.2 Justificación

Ecuador se encuentra localizado en el cinturón de fuego del océano Pacífico, al noroccidente de Sudamérica. Al ser uno de los países más densamente poblados de la región, está afectado por una intensa actividad sísmica, causada principalmente por la subducción de la placa oceánica de Nazca y la presencia de un complejo sistema de fallas activas locales. [9]

Al ser un país sísmico, la siguiente investigación está enfocada en el análisis de edificaciones que pueden ser vulnerables frente a sollicitaciones sísmicas, el edificio de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato al albergar estudiantes debe estar en la capacidad de responder adecuadamente ante un evento de este tipo, precautelando la vida de las personas que estén dentro de la edificación.

Varias edificaciones existentes en la ciudad de Ambato se las construyeron hace varios años atrás, posiblemente muchas de estas estructuras no cumplen con los parámetros obligatorios exigidos por la NEC 2015, por este motivo se debe realizar estudios de vulnerabilidad sísmica de las diferentes estructuras, esto brindará información necesaria para saber si es o no apta para resistir eventos sísmicos de acuerdo a su funcionalidad. [10]

La Universidad Técnica de Ambato específicamente la Facultad de Ingeniería Civil mediante estudios de microzonificación realizados en la ciudad de Ambato han arrojado resultados diferentes sobre el impacto a estructuras de baja altura [11], esto comparado con lo que plantea la NEC sobre el espectro de respuesta en función de los diferentes parámetros como irregularidades, la zona, el tipo de suelo además de otros factores de donde está emplazada la estructura. [12]

Mediante diferentes análisis estructurales se puede determinar la vulnerabilidad sísmica, uno de estos métodos es el chequeo visual cualitativo planteado por FEMA 154, que plantea matrices para verificar condiciones estructurales exteriores, también se lo puede aplicar para interiores teniendo en cuenta que el mismo documento, menciona la dificultad y peligrosidad existente para acceder a las mismas. Este análisis es rápido ya que se lo puede hacer en aproximadamente 75 minutos. [13] También se puede determinar la vulnerabilidad sísmica mediante la utilización de un instrumento electrónico denominado acelerómetro que es un método cuantitativo, este aparato mide el periodo de vibración de una estructura. [14]

El análisis estático no lineal conocido como PUSHOVER es una forma de realizar una comprobación cuantitativa, consiste en aumentar las cargas laterales sucesivamente hasta que la edificación se desplace o pase a ser inestable, tomando en cuenta el cambio de rigidez se obtiene la curva de capacidad y así el punto de desempeño de la estructura. [2]

Los datos obtenidos de esta investigación serán de gran ayuda a profesionales inmersos en la construcción de estructuras, especialistas, profesores y estudiantes. Los resultados permitirán conocer cuál es el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 Vulnerabilidad de edificios

La vulnerabilidad en estructuras en si es una propiedad relativa de los sistemas, lo que esto quiere decir es que el grado de vulnerabilidad de una edificación es directamente proporcional al nivel de amenaza al que está expuesto y la posible respuesta de cada estructura ante un evento telúrico.

1.1.3.2 Efecto del sitio

Es la relación entre el suelo y como este actuará ante ondas sísmicas, este en si dependerá del tipo de suelo, ya que influirá en si estas ondas van o no ha amplificarse, por lo que es necesario determinar las características del suelo, considerándolo en el diseño de las estructuras, de esta manera se obtendrá una mejor respuesta dinámica de las estructuras. [15]

1.1.3.3 Respuestas de las estructuras a la acción sísmica

La intensidad de las vibraciones que afectan a la estructura depende de las características de movimiento del suelo y de las propiedades dinámicas de la estructura. A medida que la intensidad de la vibración aumenta, las propiedades dinámicas de la estructura cambian, alterando la respuesta de la estructura ante el sismo, lo que quiere decir es que el comportamiento deja de ser lineal, perdiendo rigidez y aumentando su amortiguamiento. [16]

El comportamiento de la estructura al dejar de ser lineal es distinto en cada material, el acero mantiene su comportamiento lineal ante esfuerzo altos, mientras que el concreto tiende a reducir su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden un 50% de su resistencia, sobre todo se ve afectado por el agrietamiento de secciones que están sometidas a momentos flexionantes elevados. [16]

1.1.3.4 Instrumentación para monitorear estructuras

El monitoreo estructural consiste en la toma de parámetros mediante instrumentos, esto para conocer el estado de la estructura, esto se lo puede realizar a largo, mediano o corto plazo.

1.1.3.4.1 Acelerómetros

Instrumentos que utilizamos para conocer la magnitud de la aceleración expresada en m/s^2 , a la que está sometida la estructura y se acostumbra a realizar ensayos de vibraciones ambientales para poder conocer propiedades dinámicas, los acelerómetros son empleados para poder medir la inclinación, distancia y velocidad, así como también la actividad sísmica, se debe tener en cuenta que para obtener mediciones más exactas, los aparatos deben estar adheridos a la superficie de la estructura. En el caso de estructuras como los edificios y puentes, las frecuencias que resultan de interés que se encuentran asociadas a las primeras formas modales de vibración, generalmente no

rebasan los 30Hz, esto por la rigidez de los mismos, por lo cual las mediciones pueden limitarse a este valor. Para estructuras las aceleraciones no son tan grandes por esto se puede ocupar acelerómetros de 1g hasta 0.5g considerando la aceleración de la gravedad “g” o bien $9,8 \text{ m/s}^2$ [17]

1.1.3.4.2 Deformímetros

Miden deformaciones producidas esfuerzos, determinando propiedades mecánicas de los materiales empleados en vigas y columnas que forman parte de edificios y puentes, el deformímetros debe estar bien adherido al punto de estudio, el principio de funcionamiento de este aparato se basa en conductores eléctricos, los cuales ceden y aceptan electrones sin oponerse demasiado, los valores nominales de resistencia comercialmente oscilan entre los 30 a 300 Ohms, siendo 120, 350, 1000 Ohms los valores más comunes.

1.1.3.5 Comportamiento de los materiales

El acero es un material excelente trabajando a tensión admitiendo deformaciones luego alcanzar su esfuerzo máximo, se dice que es un material que tiene un comportamiento dúctil, también trabaja a compresión siempre y cuando la varilla este rodeada de hormigón sino la varilla tiende a pandearse.

El concreto es un material excelente trabajando a compresión y pésimo trabajando a tracción, para analizarlo linealmente se considera un hormigón no confinado mientras que para un análisis no lineal se debe diferenciar el hormigón confinado y el no confinado, el concreto se dice que se comporta frágilmente ya que al colapsar lo hace de una manera brusca.

Al unir estos materiales (concreto más acero), obtenemos hormigón armado ganando ductilidad y así convirtiéndolo en un material adecuado para la construcción de elementos estructurales.

1.1.3.6 Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de las estructuras es una propiedad relativa que depende del nivel de amenaza de la zona en la que está emplazada la edificación.

La vulnerabilidad describe aspectos estructurales y no estructurales, todo esto relacionado con la funcionalidad y el nivel operativo de la estructura luego de un

sismo, se puede decir, que la vulnerabilidad se da cuando las estructuras no han sido construidas con procesos y materiales adecuados.

Mediante análisis cuantitativos se puede determinar la vulnerabilidad sísmica en estructuras y así evaluar del daño ocasionado por un sismo, la inspección visual o pruebas de laboratorio, las evaluaciones se pueden hacer con métodos o técnicas directas e indirectas, convencionales e híbridas. [18]

La técnica directa, permite predecir el daño causado por un sismo mediante dos métodos Tipológicos y Mecánicos

Método tipológico que clasifica a la estructura por técnica y característica de construcción junto con el material que se utilizó, así como otros aspectos que influyen en la respuesta sísmica que tendrá la estructura, siendo sus resultados validos únicamente para el área evaluada o para otras de la misma tipología de construcción, mientras que el método mecánico mediante modelos, predice efectos sísmicos en la estructura. [18]

Mediante técnicas indirectas se obtiene un índice de vulnerabilidad el cual se lo relaciona con la intensidad sísmica, esto es realizado por estudios y estadísticas de sismos, siendo muy útiles para evaluar una gran cantidad las estructuras. [2]

Teniendo en cuenta las técnicas descritas se tienen dos métodos, el cualitativo y cuantitativo:

1.1.3.7 Método cualitativo

Este método brinda una idea global de la vulnerabilidad que puede tener una estructura mediante una inspección visual que tiene la construcción [19], mediante Rapid Visual Screening (RVS) se puede realizar inspecciones visuales rápidas en estructuras y así identificar cuál de estas puede o no tener grandes daños durante eventos telúricos, ya detectado los daños se debe realizar un estudio más detallado con profesionales expertos en el tema. [13]

Este método maneja un formulario en el cual existe una descripción de la estructura que incluye: número de pisos, localización, área y año en la que fue construida, entre

otras descripciones como el tipo de suelo, en la Tabla 1 y Tabla 2 se puede observar todas las descripciones que posee para evaluar mediante FEMA 154. [13]

Tabla 1: Formulario de Evaluación FEMA 154 Nivel 1

En el cual se puede observar que es necesario la información de la estructura, junto con el tipo de suelo y el número de pisos, esta información permitirá la obtención de un puntaje final denominado SL1 el cual determinará la posibilidad de colapso de la estructura.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos.																	Nivel 1		
FEMA P -154, Formulario de recolección de datos																	ALTA SISMICIDAD		
FOTOGRAFIA	Dirección: _____																Código Postal: _____		
	Otros identificadores: _____																		
	Uso: _____																		
	Latitud: _____																Longitud: _____		
	Ss: _____ S1: _____																		
	Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____																		
	N° pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST																		
	Área total en planta: (m2) _____ Año código: _____																		
	Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción _____																		
	Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio Industrial Oficinas Educación <input type="checkbox"/> Gubernamenta Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades: _____																		
CROQUIS	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom.) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)																		
	Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK																		
	Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) <input type="checkbox"/> En planta (tipo)																		
	Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____																		
	COMENTARIOS																		
	<input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad																		
	PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
	TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	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	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin																			
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN			OTROS PELIGROS												ACCIÓN REQUERIDA				
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/>			Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?												Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?				
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresos			<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)												<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación				
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No			que el puntaje límite aceptable)												<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable				
Fuente del tipo de suelo: _____			que el puntaje límite aceptable)												<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes				
Fuente de los Peligros Geológicos _____			<input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes												<input type="checkbox"/> No				
Persona contacto: _____			<input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F												Se recomienda una Evaluación No Estructural?				
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?			<input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural												<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados				
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2															<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada				
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No															<input type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK				
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe																			

Fuente: FEMA 154, Capítulo 1, Página 2

Tabla 2: Formulario de Evaluación FEMA 154 Nivel 2

Este nivel es opcional, ya que en el nivel anterior se puede determinar la probabilidad de colapso, para este formulario es necesario tener en cuenta las irregularidades de la estructura tanto en planta como en elevación, lo que nos permitiera calcular el puntaje final SL2.

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: SL1=				
Inspector:		Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity_VL1 =		Irregularidad en planta_PL1 =		
Fecha/Hora:		PUNTAJE BASE AJUSTADO: S'=(SL1-VL1-PL1)=				
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE						
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)			SI	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro		-1.2		
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.		-0.3		
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)		-0.6		
		Edificación W1A con apertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.		-1.2		
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior		-0.9		
	Discontinuidad	Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-0.5		
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo		-1		
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores. Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.		-0.3		
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.		-0.5		
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5		
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.		-0.5			
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación		-1			
		Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.		-0.5		
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)		-0.7			
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí		-0.4			
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.		-0.4			
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.		-0.2			
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta		-0.4			
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0.7				
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.		0.3			
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y		-1			
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.		-1			
	Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.		-0.5			
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.		-1			
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0.4			
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readección)		0.3			
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)		0.3			
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.		-0.4			
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda		1.2			
Readección	Una readección o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4			
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smin:				Transferir a formulario 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No						
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación						
PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES						
Ubicación	Aspecto (Chequear "SI" o "No")			SI	no	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada					
	Existen revestimientos pesados					
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente					
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.					
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes					
Interior	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.					
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.					
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida					
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.						
Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)						
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida						
Comentarios						

Fuente: FEMA 154, Capítulo 1, Página 3

La NEC basada en FEMA 154, considerando el peligro sísmico sobre las estructuras brinda una matriz para la evaluación y rehabilitación de las mismas, esto se puede observar en la Tabla 3. [3]

Tabla 3: Formulario de evaluación NEC 2015

En la cual se observa una tabla similar a la de FEMA 154 ya que está basada en dicha norma, en la siguiente tabla es necesario tener en cuenta el tipo de material con la que construyó la estructura, número de pisos. Irregularidades y tipo de suelo, lo cual ayudara para determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:													
	Direccion:													
	Nombre de la edificacion:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluacion:						
	Año de construccion:							Año de remodelación:						
	Area contruida en m2:							Numero pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador:													
	C.I.													
Registro senescyt:														
FOTOGRAFÍA														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1									
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2									
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con	C3	Portico acero doblado en frio	S3									
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	mamposteria confinada sin		Portico acero laminado con muros	S4									
		H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5									
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACION														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requierete evaluacion especial													
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluacion

Fuente: NEC 2015, Página 125

Como se puede observar en la matriz se puede ingresar diferentes campos como es la dirección, nombre de la edificación, tipo de uso, año y área de construcción, etc. A su vez se puede observar que ambas normas tanto la NEC como FEMA categorizan sus matrices para distintos tipos de sistemas estructurales como se puede observar en las siguientes tablas. [2]

Tabla 4: Sistemas Estructurales FEMA

Se observa que la norma plantea 17 diferentes tipos de estructuras con sus códigos correspondientes, los cuales ayudaran a identificar la estructura para la obtención de los puntajes finales.

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

Fuente: FEMA 154, Capítulo 2, Página 20

Tabla 5: Tipos de Sistemas Estructurales de la NEC

En donde se puede observar que la norma plantea 13 diferentes tipos de estructuras con sus códigos correspondientes, los cuales ayudaran a identificar la estructura para la obtención de los puntajes finales.

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con Muros Estructurales	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin refuerzo	C3	Portico acero doblado en frio	S3
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX			Portico acero laminado con muros estructurales de hormigon armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5

Fuente: NEC 2015, Página 130

Se observa que ambas normas coinciden en:

W estructuras constituidas por madera en su sistema principal

URM Estructuras de mampostería no reforzada, constituidas por bloque o ladrillo, su rendimiento es bajo inelásticamente.

RM Estructuras de mampostería reforzada, resiste sismos ya que en medio del mortero se coloca acero como refuerzo mejorando así su capacidad para soportar cargas laterales.

C Estructuras de hormigón armado, incluyendo toda estructura en la que su sistema principal este conformado de este material, resistiendo cargas laterales.

S Estructuras en la que su sistema principal está conformado de acero independientemente del tipo de acero utilizado.

PC Concreto prefabricado que constituye elementos que no han sido fabricados en obra sino en mejores condiciones.

La NEC incluye estructuras mixtas con la simbología **MX** ya que existen estructuras construidas ya sea con acero y hormigón o madera y hormigón.

En base al tipo de suelo y a la norma con la que se diseñó la estructura se procede a identificar el modificador que le corresponde, para esto a continuación se presentan dos matrices para cada norma tanto para FEMA como para la NEC. [2]

Tabla 6: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S para 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, S _{min}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, S _{L1} ≥ S _{min}																		

Fuente: FEMA 154, Capítulo 3, Página 54

Tabla 7: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S para NEC

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														

Fuente: NEC 2015, Página 136

En base al puntaje estructural, es necesario determinar la vulnerabilidad sísmica en las estructuras ya sea sumando o restando los puntos antes mostrados de acuerdo al sistema estructural. [2]

$$S(\text{puntaje total}) > 2.5 \quad \therefore \text{Vulnerabilidad baja}$$

$$2 \leq S(\text{puntaje total}) \leq 2.5 \quad \therefore \text{Vulnerabilidad media}$$

$$S(\text{puntaje total}) < 2 \quad \therefore \text{Vulnerabilidad alta}$$

Donde:

S: puntaje total obtenido de acuerdo al tipo de estructura, altura de la edificación, irregularidad en planta y elevación, códigos de construcción y tipo de suelo en el que está construida la edificación.

En la norma FEMA 154 hay dos niveles de análisis, el segundo aplica para análisis más exhaustivos, describiendo el motivo de los modificadores tomados en el primer nivel de la investigación. [2]

1.1.3.8 Método cuantitativo

El método cuantitativo parte de modelos estructurales y así determinar el comportamiento ante demandas sísmicas, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, recomienda que para obtener la vulnerabilidad de una edificación ante eventos sísmicos se realice un análisis PUSHOVER. [3]

El análisis estático no lineal (PUSHOVER) aplica cargas laterales a elementos estructurales con la finalidad de observar cómo secuencialmente se va formando la rótula plástica en los elementos, mediante esto se obtiene la curva de capacidad la cual podrá ser comparada con la demanda existente un sismo, para realizar este análisis se debe tener en cuenta información específica de la estructura como características de los materiales, dimensiones de los elementos estructurales, detalle del refuerzo transversal y longitudinal, determinando la ubicación de donde podría formarse la rótula plástica en los miembros estructurales y para completar el análisis se debe tomar en cuenta las cargas gravitacionales como son la carga viva y la carga muerta que serán aplicadas a la estructura. [20]

El análisis PUSHOVER consiste en que la estructura se deforme a causa de las cargas gravitacionales, para que luego las cargas laterales que se van incrementan secuencialmente en una dirección originen la primera rotula plástica, presentando la estructura una redistribución de rigidez, el proceso se repite una y otra vez hasta que la estructura falle totalmente. [20]

De la ubicación y las características de la estructura dependerá la demanda de la misma, mientras que de la resistencia, deformación y rigidez de los elementos dependerá su capacidad. [20]

“Pushover” o como se conoce “análisis estático no lineal” y se lo puede traducir como “Hacer Caer”, entendiéndose que es el proceso que provoca el colapso de una estructura, determinando las condiciones en las que eventualmente podría ocurrir. [20]

Al realizar el análisis es recomendable ubicar un nodo de control con la finalidad de obtener el desplazamiento global, el cual se ubicará en el centro de masas del último piso y en el caso de existir un tapa grada, este no se debe tomar en cuenta por la mínima rigidez que este aporta a la estructura. [21]

1.1.3.9 Desempeño sísmico

Es el diseño y dimensionamiento de los elementos estructurales para que ciertos grados de amenaza sísmica los daños no superen ciertos estados límites, en otras palabras, es el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico y como queda esta luego de haber pasado el mismo.

1.1.3.10 Nivel de desempeño para estructuras de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2015)

Son estados límites de daño ocasionados en una estructura ante sismos y se lo divide en dos elementos:

Elementos estructurales (Sistemas resistentes a carga lateral)

Elementos no estructurales (Mampostería, ventanas, instalaciones)

1.1.3.10.1 Nivel de desempeño para los componentes estructurales

El redimiento estructural SP-n (Structural performance) es el daño controlado y la seguridad limitada, donde n es un numero.

SP-1 Inmediata ocupación

- La estructura resiste cargas verticales y laterales.
- La edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
- El peligro de vida es despreciable.

SP-2 Daño controlado

- Daño que varia entre las condiciones límite de inmediata ocupacion y seguridad.
- No existe peligro de vida

SP-3 Seguridad

- Daños significativos en la estructura
- Los daños pueden o no ser reparables esto depende del factor económico.
- La mayoría de los elementos estructurales se mantienen
- Se garantiza la vida de los ocupantes.

SP-4 Seguridad limitada

- Daño variante entre el rango de condiciones límite de seguridad y estabilidad.
- El peligro es alto para los ocupantes.

SP-5 Estabilidad estructural

- La estructura está al límite del colapso
- La resistencia y rigidez lateral de la estructura se ven reducidas en gran porcentaje
- Elevado peligro para los ocupantes y transeúntes.

SP-6 No considerado

- No corresponde a un nivel de desempeño.
- Se limita a considerar un nivel de los componentes no estructurales.

1.1.3.10.2 Nivel de desempeño para componentes no estructurales

El rendimiento no estructural NP-n (Nonstructural performance) para n se designa una letra.

NP-A Operacional

- Luego de un sismo no hay daño, funcionando perfectamente los elementos no estructurales.
- Máquinas y equipos eléctricos permanecen funcionando.

NP-B Inmediata ocupación

- Los elementos no estructurales funcionan adecuadamente, puede tener pequeñas interrupciones, pero no afectan su funcionamiento.
- La ocupación de la estructura puede ser inmediata

NP-C Seguridad

- En elementos no estructurales existe daño considerable.
- No existe colapso que afecte a los ocupantes
- Equipos y maquinarias pueden no funcionar
- Bajo peligro de vida

NP-D Amenaza

- A pesar del gran daño en partes no estructurales, no hay colapso de los mismos evitando, comprometer la vida de los ocupantes
- Alto peligro de vida

NP-E No considerado

- No corresponde a un nivel de desempeño.
- Se limita a considerar un nivel de los elementos estructurales.

Tabla 8: Niveles de desempeño de la edificación NEC 2015

El nivel de desempeño de la estructura se consigue de la unión de los niveles de desempeño estructural y de los componentes no estructurales, la designación NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables que no se deben considerar en la evaluación de la edificación. [22]

	<i>SP-1 Inmediata Ocupación</i>	<i>SP-2 Daño Controlado (rango)</i>	<i>SP-3 Seguridad</i>	<i>SP-4 Seguridad limitada (rango)</i>	<i>SP-5 Estabilidad Estructural</i>	<i>SP-6 No considerado</i>
<i>NP-A Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Inmediata Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E No Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: Montalvo Gabriel, Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la facultad de ciencias administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, Capítulo 2, Página 27

Operacional 1-A (OP): La estructura no ha salido del rango elástico.

- Nivel en el cual no ocurren daños.
- La edificación permanece completamente segura.
- No se requiere reparaciones.

Ocupación inmediata 1-B (IO)

- Daños moderados en elementos no estructurales.
- Daño leve en elementos estructurales.
- No se compromete la seguridad de la estructura, la que puede ser ocupada inmediatamente después del sismo.
- Se requiere reparaciones menores.

Seguridad de vida 3-C (LS)

- Daño grave en elementos no estructurales.
- Daño moderado en elementos estructurales.
- La resistencia y rigidez lateral de la estructura se ven reducidas en gran porcentaje
- Se mantiene un margen de seguridad al colapso, que impide la ocupación inmediata.
- Los daños pueden o no ser reparables esto depende del factor económico.
- Se garantiza la vida de los ocupantes.

Prevención de colapso 5-E (CP)

- Estructura muy cercana al colapso.
- Daño extenso en elementos estructurales y no estructurales.
- Los servicios de evacuación se ven afectados por falla local.
- La estructura apenas soporta la carga gravitacional y no es reparable.

1.1.3.11 Amenaza sísmica

Corresponde a las fuerzas externas impuestas a la estructura por distintos niveles o intensidades del sismo.

Tabla 9: Niveles de amenaza sísmica

En donde se observa cuatro niveles o tipos de sismos con una probabilidad de excedencia de 50 años, se toma en cuenta estos años por ser el tiempo de vida útil de una estructura.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, Página 42

1.1.3.12 Filosofía de diseño sismo resistente

Esta filosofía permite verificar el nivel de seguridad de vida de la estructura, para el diseño se lo hace para un sismo con probabilidad de excedencia de 50 años del 10%, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. [12]

Estructuras de ocupación normal (otras estructuras)

Para este tipo de estructuras no es obligatorio realizar un análisis por desempeño.

- Nivel de desempeño operacional ante el sismo frecuente ($T=72$ años)
- Nivel de desempeño de seguridad de vida ante el sismo ocasional ($T=225$ años)
- Nivel de desempeño prevención de colapso ante el sismo raro o diseño ($T=475$ años), esto se cumple solo si la deriva de piso no pasa del 2%

Estructuras de ocupación especial

Para este tipo de estructuras es obligatorio realizar un análisis por desempeño.

- Nivel de desempeño de prevención de colapso ante el sismo muy raro ($T=2500$ años)

Estructuras de ocupación esencial

Para este tipo de estructuras es obligatorio realizar un análisis por desempeño.

- Nivel de desempeño de seguridad de vida ante el sismo raro ($T=475$ años)
- Nivel de desempeño prevención de colapso ante el sismo muy raro ($T=2500$ años)

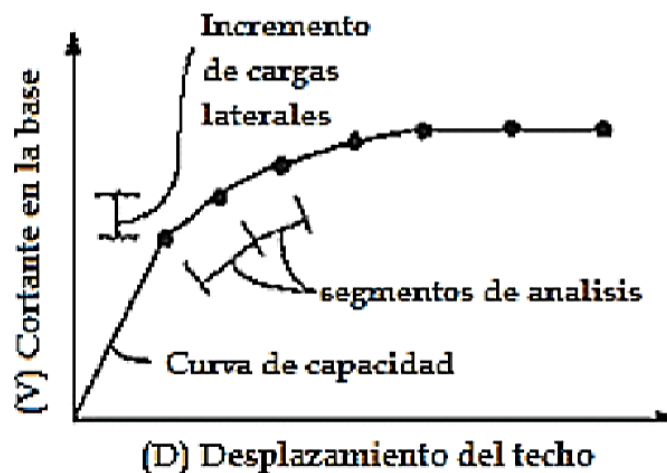
1.1.3.13 Capacidad

1.1.3.13.1 Curva de capacidad

Mediante la curva de capacidad se puede tener una relación entre las fuerzas ocasionadas por el cortante basal V y los desplazamientos D , medidos en la base y en el nivel superior de la estructura respectivamente, en otras palabras, cargas laterales aplicadas a la estructura, las que representan un evento sísmico, estas cargas incrementen paulatinamente hasta que la edificación colapse, como se observa en la siguiente figura. [2]

Figura 1: Curva de capacidad

La curva es necesaria para conocer la respuesta de vibración en el primer modo, siendo válido generalmente en estructuras con periodos de vibración menores a un segundo, teniendo en cuenta que para estructuras más flexibles se consideran modos de vibración más altos. [2]



Fuente: Montalvo Gabriel, Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la facultad de ciencias administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Capítulo 2, Página 19

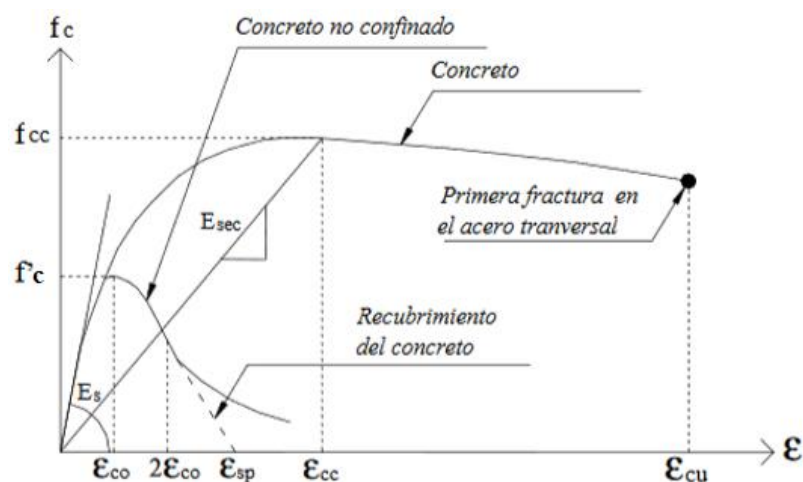
Los segmentos de análisis en la curva de capacidad corresponden a la reducción de resistencia de los elementos que ceden, primero se toma en cuenta el agrietamiento en vigas y columnas, posteriormente la primera cedencia en algunas vigas y finalmente el primer fallo en algunas vigas y columnas se toma en cuenta estos tres segmentos con el fin de precautar la vida de las personas ya que el último segmento sería el colapso de la estructura, lo que el ingeniero calculista debe evitar.

1.1.3.13.2 Modelo de comportamiento del hormigón

El hormigón es un material excelente trabajando a compresión, el aumento de refuerzo transversal confinándolo brinda un incremento de su ductilidad, en el diseño al colocar suficiente refuerzo transversal ayuda a evitar el pandeo del acero longitudinal y la falla por corte, al colocar refuerzo dúctil se asegura la redistribución de momentos impidiendo que la estructura colapse durante un evento sísmico. [4]

El modelo de Mander considera que el refuerzo transversal provee mayor resistencia y ductilidad al hormigón, en la figura 2 se observa como el hormigón confinado incrementa su resistencia a la compresión junto con su capacidad de deformación.

Figura 2: Modelo de Mander concreto confinado y no confinado
 Como se observa en la parábola, el concreto confinado aumenta la resistencia y la deformación a compresión del hormigón, teniendo en cuenta que cuando el refuerzo transversal falla, el hormigón pierde confinamiento del núcleo generándose mayores deformaciones a las permitidas.



Fuente: Mander, Priestley, Park, Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete, Página 1807

Ecuaciones

Esfuerzo del concreto no confinado

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad EC1$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad EC2$$

Deformación de compresión

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad EC3$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

Relación de módulos de elasticidad

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad EC4$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad EC5$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 13100 \sqrt{f'_c} \quad EC6$$

$$\varepsilon_{ccu} = 3\varepsilon_{cc}$$

Esfuerzo del concreto confinado

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94fl}{f'_c}} - \frac{2fl}{f'_c} - 1.254 \right) \text{ [MPa]} \quad EC7$$

$$fl = 0.5 * C_e * \rho_v * f_{yh} \quad EC8$$

$$\rho_v = \frac{n * A_b}{s * b'} \quad EC9$$

Donde:

f'_{cc} Esfuerzo del concreto confinado [MPa]

$f'c$ Esfuerzo del concreto no confinado

f_l Presión radial ejercida por el refuerzo transversal [MPa]

f_c Esfuerzo del concreto no confinado

ϵ_{cc} Deformacion al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ϵ_{cc} Deformacion de compresión

C_e Factor de confinidad efectiva

ρ_v Cuantía de refuerzo transversal [MPa]

f_{yh} Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

n Numero de ramales

A_b Area de varilla transversal

s Espaciamiento entre estribos

b' Base confinada de la sección

En la tabla 10 se muestran valores para el factor de confinidad efectiva, de acuerdo al tipo de sección que se construirán los elementos estructurales, los cuales se ingresarán en la ecuación 8 para obtener la presión radial ejercida por el refuerzo transversal.

Tabla 10: Valores para el factor de confinidad efectiva

Sección	C_e
Bien confinada	1
Circular (zuncho)	≥ 0.95
Rectangular	0.75 – 0.85
Muros estructurales	0.5

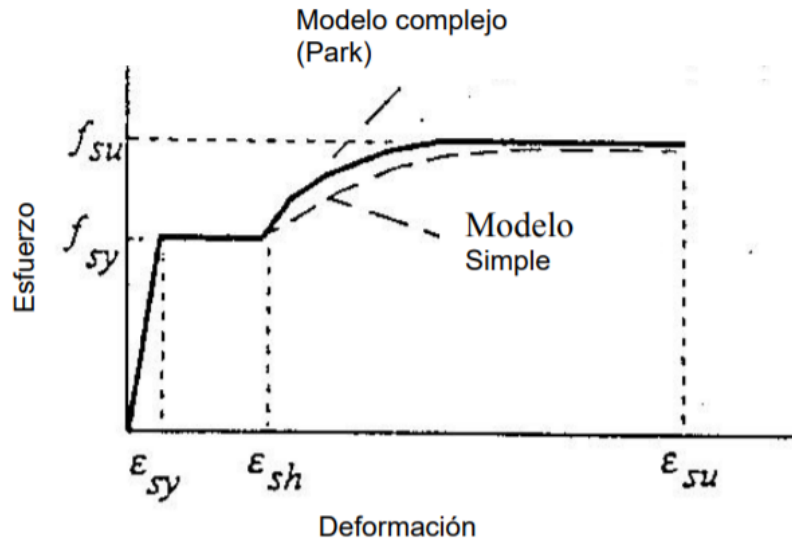
Fuente: Ing. Christian Medina

1.1.3.13.3 Modelo de comportamiento del acero

El acero es un excelente material trabajando a tensión, Park establece tres zonas, la elástica, la de fluencia y la última que es la zona de endurecimiento por deformación. [23]

Figura 3: Modelo de Park

Este modelo consiste en una aproximación de la curva de esfuerzo – deformación, al modelo de comportamiento real de tensión del acero, se observa tres zonas la primera es la zona elástica lineal, la segunda es la zona de fluencias la cual se comporta plásticamente, y la tercera es la de endurecimiento, en esta última el acero recupera su habilidad para resistir cargas, esto se da porque el material reordena su estructura interna a causa del aumento de tensiones, esta zona produce segmentos de fluencia.

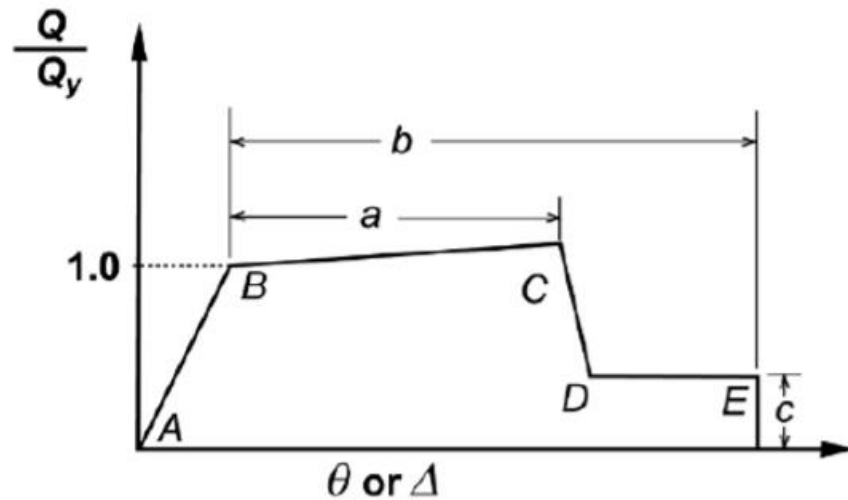


Fuente: P. Lindao y K. Morán, Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento - Curvatura, Página 3

1.1.3.14 Ductilidad del hormigón

Para tener un adecuado modelamiento es tener en cuenta el comportamiento de los componentes en un análisis no lineal, teniendo en cuenta que las deformaciones incrementan a medida que va aumentando la carga. En la siguiente figura se puede observar la relación existente entre fuerza-deformación en los elementos de hormigón. [21]

Figura 4: Relación Fuerza – Deformación para el hormigón



Fuente: W. Jen, Evaluacion y Adecuación Sísmica del edificio Laureano Echandi
CCSS, Página 71

La figura 4 se caracteriza por tener una respuesta lineal desde el punto A, describe al material descargado hasta B, que es el punto de fluencia efectiva, continuando con la respuesta lineal, pero con una disminución de rigidez desde B hasta C, posteriormente como se observa que la resistencia disminuye considerablemente hasta el punto D, donde se puede observar que la resistencia del material se mantiene hasta el punto E en donde empieza la pérdida total de resistencia sismorresistente. La pendiente de A hasta B se la determina con la pendiente de la secante al punto de fluencia del componente, en cambio la pendiente de B a C debe estar entre el 0 al 10% de la pendiente inicial, caso contrario una pendiente diferente debe ser justificada mediante un análisis técnico. [24]

Se observa que a y b son deformaciones causadas después que ocurre la fluencia o deformaciones plásticas, en cambio c es un parámetro que indica la reducción de la resistencia después del descenso entre C y D, estos valores numéricamente están de acuerdo al tipo de material estructural, falla, confinamiento junto con su característica geométrica y estructural. [21]

1.1.3.15 Análisis estático no lineal

Procedimiento realizado para poder determinar la respuesta no lineal de una estructura con un oscilador con el objetivo de estimar la respuesta máxima mediante un sistema

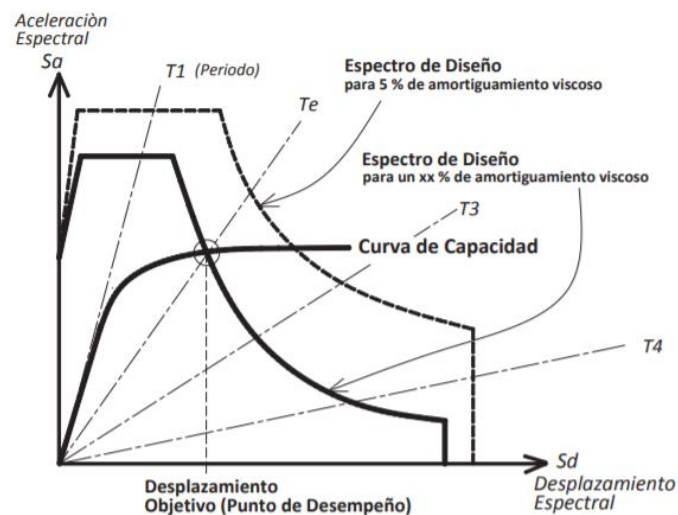
equivalente, para conseguir esto se utilizan parámetros como lo es el periodo efectivo “ T_{eff} ” y amortiguamiento efectivo “ B_{eff} ”. [25]

1.1.3.15.1 Método espectro de capacidad (CSM)

El desplazamiento máximo de un sistema no lineal se lo considera de la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta elástico, este es el reducido ya que se toma en cuenta que la estructura es flexible y disipa energía. El método aplica un sistema lineal equivalente, en donde este sistema tiene una rigidez reducida con un amortiguamiento mayor proporcional a la energía histerética. [25]

Figura 5: Espectro de capacidad

Se observa que es necesario convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales denominadas ADRS, siglas que representan al espectro de respuesta aceleración-desplazamiento, relacionando la aceleración espectral con el desplazamiento espectral.



Fuente: Ortiz, O. Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aperticadas, Página 77

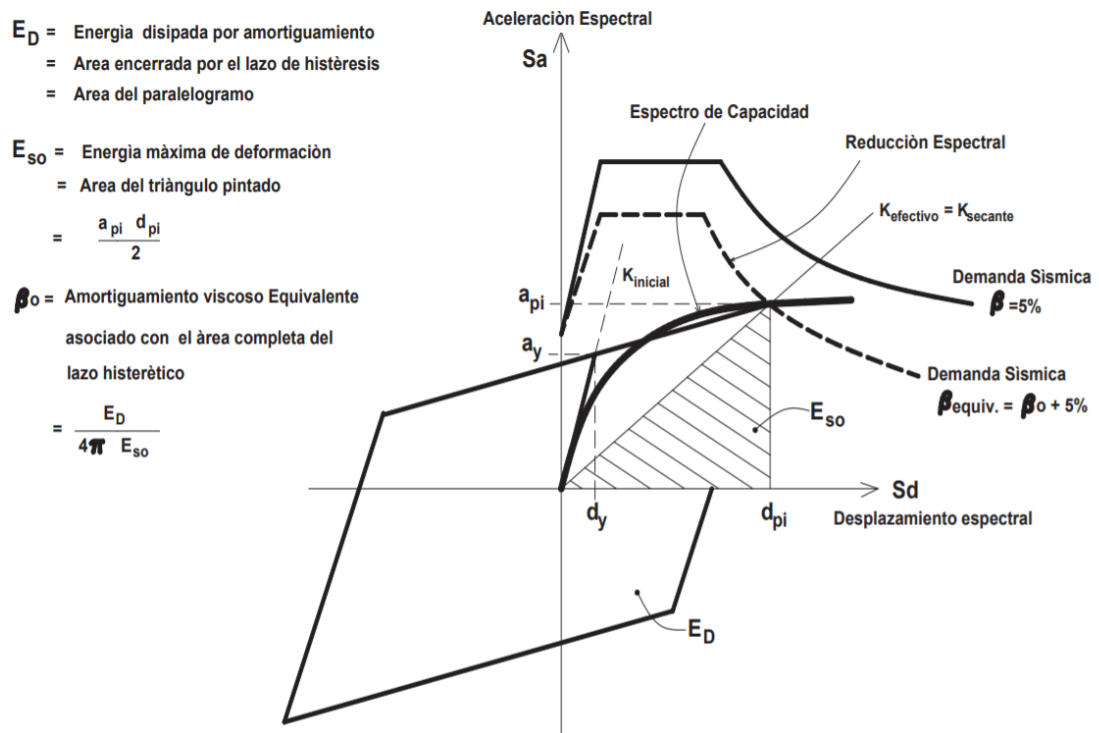
1.1.3.15.2 Linealización equivalente

El espectro de capacidad es la base de que la respuesta máxima de un sistema inelástico se puede estimar como la respuesta máxima de un sistema elástico lineal que tiene una rigidez reducida y mayor amortiguación con relación a otros, la calibración empírica, utilizada para identificar la amortiguación viscosa y algunos casos la rigidez, esto da mejores estimaciones en la respuesta de desplazamiento máximo. [4]

Básicamente la linealización equivalente es utilizada para modelar respuestas no lineales con el fin de determinar desplazamientos máximos, teniendo en cuenta que este procedimiento deja de ser confiables en estructuras mayores de 10 pisos por considerarse estructuras demasiado dúctiles. [25]

Figura 6: Linealización Equivalente

Como se observa el objetivo es estimar la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal, en base a un periodo y amortiguamiento efectivo, utilizando la rigidez secante en el mayor desplazamiento para obtener el periodo efectivo, relacionándolo con el amortiguamiento efectivo con el área bajo la curva, permitiendo obtener el periodo y el radio de amortiguamiento equivalente. [26]



Fuente: Ortiz, O. Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aperticadas, Página 107

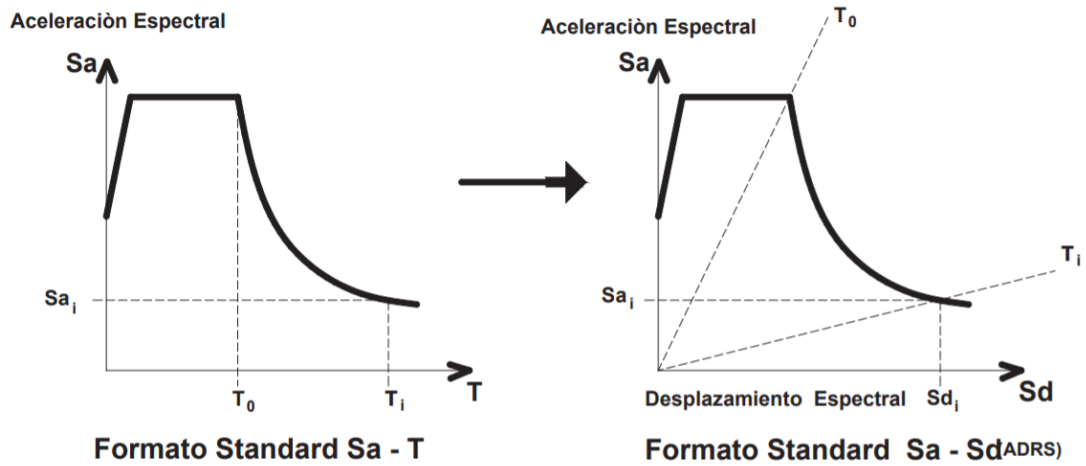
1.1.3.15.3 Conversión de la Curva de Demanda

Se debe seleccionar un espectro con un amortiguamiento inicial, el amortiguamiento generalmente se lo hace al 5%, sin ningún tipo de reducción, pudiendo ser un espectro determinista o probabilista del sitio en donde está emplazada la estructura por analizar, el espectro se encuentra generalmente en relación de la Aceleración – Periodo la cual

se la pasara a la relación Aceleración – Desplazamiento (espectro ADSR) [2], como se muestra en la figura 7.

Figura 7: Transformación Espectro estándar a Espectro ADSR

Cada punto del espectro de respuesta está relacionado con un solo valor de aceleración espectral, velocidad espectral, desplazamiento espectral y un periodo de vibración T.



Fuente: Ortiz, O. Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas, Página 113

Esta transformación se la hace para cada punto de la curva de demanda mediante:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad EC 10$$

En donde:

S_{di} = Desplazamiento espectral

T_i = Periodo en i

S_{ai} = Aceleración espectral i

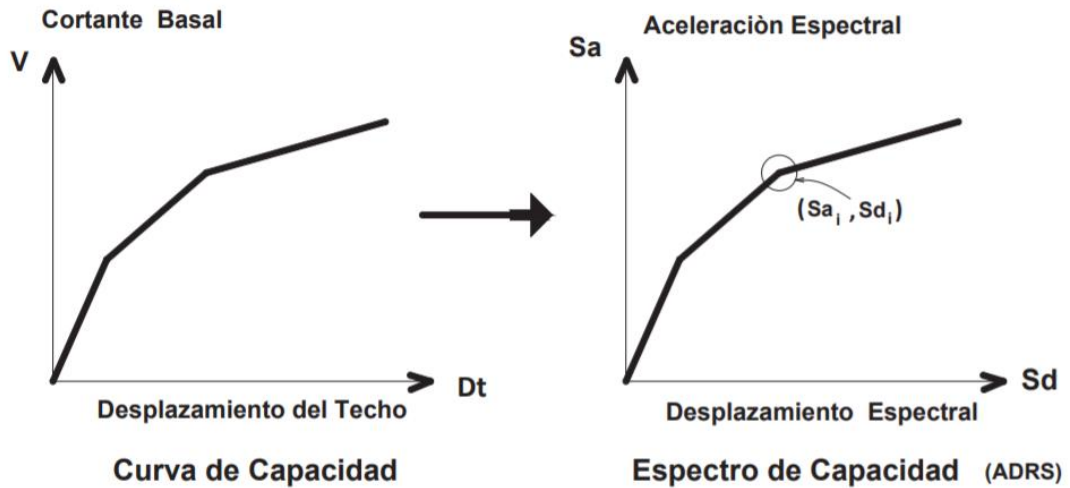
g = Gravedad

1.1.3.15.4 Conversión de la Curva de Capacidad

Es necesario que los dos espectros, Demanda y Capacidad estén en el mismo formato, para cumplir con esto los puntos de la curva de capacidad se los pasa a la relación de Aceleración – Desplazamiento como se muestra en la siguiente figura: [2]

Figura 8: Transformación de la Curva de Capacidad

Como se observa en la figura para poder transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad primero se debe realizar un análisis modal de la estructura, esto con la finalidad de conocer sus propiedades dinámicas como es la participación modal y la vibración de la estructura, relacionando la aceleración espectral con el desplazamiento espectral.



Fuente: Ortiz, O. Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas, Página 113

Esta transformación se la hace para cada punto de la curva para cumplir la relación aceleración – desplazamiento mediante la ecuación:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad EC 11$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \quad EC 12$$

Donde:

S_a = Aceleración de la masa desplazada en modo fundamental

S_d = Desplazamiento espectral en el primer modo

V_i = Cortante basal

W = Peso total de la estructura

α_1 = Masa efectiva del primer modo de vibración

Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura en el último piso

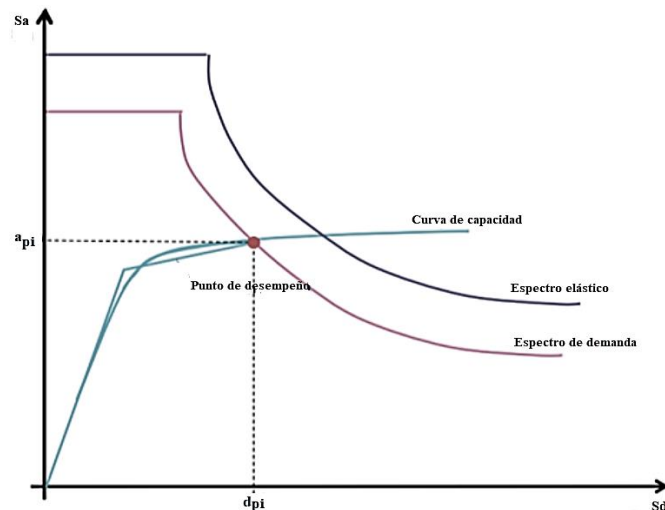
PF = Factor de participación modal para el modo fundamental

Φ_{roof} = Desplazamiento modal en el último piso

Realizada la transformación con el mismo formato de las curvas se encuentra d_{pi} , a_{pi} que son los puntos iniciales asumido de desempeño, esto se puede observar en la en la figura 9. [26]

Figura 9: Punto de Desempeño

Como se observa en la figura el punto de desempeño está en la intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda, este punto representa el máximo valor que la edificación se puede desplazar.



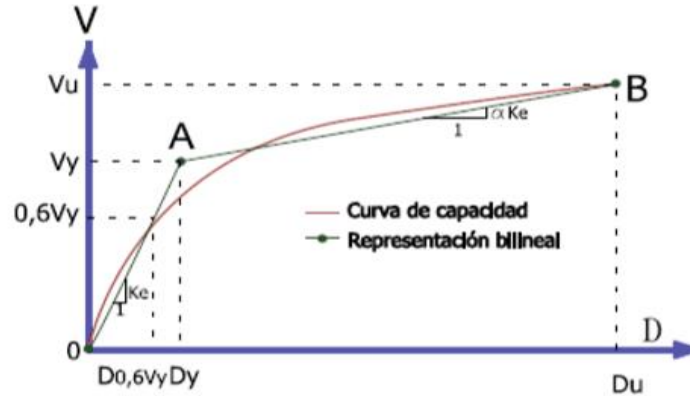
Fuente: Montalvo, G. Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la facultad de ciencias administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi Capítulo 2, Página 31

1.1.3.15.5 Representación bilineal de la Curva de Capacidad

Se la utiliza con la finalidad de reducir el espectro de demanda para obtener un amortiguamiento efectivo estimado, para conseguirlo debe trazarse una recta desde el origen con pendiente similar a la de la rigidez inicial de la edificación, posteriormente se traza otra recta desde el punto V_u (cortante basal), D_u (Desplazamiento último), la que interseca a la primera recta, el punto en el que se cruzan (A) representa la aceleración y desplazamiento de fluencia V_y , D_y , se puede observar en la figura 10

que las áreas entre el espectro de capacidad y la bilineal aproximadamente son iguales. [2]

Figura 10: Transformación de la Curva de Capacidad



Fuente: Martínez, J. Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica Utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de los Ríos, Capítulo 3, Página 35

De la representación bilineal se obtiene:

- Rigidez post elástica (α)

$$\alpha = \frac{\frac{V_u - V_y}{d_u - d_y}}{\frac{V_y}{d_y}} \quad EC 13$$

- Ductilidad (μ)

$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad EC 14$$

La rigidez post elástica (α) y la ductilidad (μ) son datos importantes para el cálculo de amortiguamiento y periodo efectivo de la estructura.

Mediante áreas equivalentes se puede obtener la representación bilineal del espectro de capacidad así:

1. Obtención del cortante basal (V_u) y el desplazamiento último (D_u), valores que definen B de la figura 10, este punto es antes de que empiece el colapso.

2. Cálculo de A_{curva} (Área bajo la curva del punto A).
3. Elegir arbitrariamente el cortante basal de fluencia V_y^i , el cual es definido iterativamente igualando las áreas bajo la curva real (A_{curva}) y la curva bilineal ($A_{bilineal}$), el índice (i) es el número de procesos iterativos.
4. Para la obtención de la pendiente inicial K_e^i , que parte del origen (O), hasta el punto (A) el cual está sobre la curva de capacidad real se debe:
 - Mediante datos obtenidos del análisis pushover, se obtiene el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente al cortante basal de $0.6V_y^i$.
 - La rigidez efectiva de la estructura es la pendiente K_e^i , y se la calcula así:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad EC 15$$

5. Calculamos el desplazamiento de fluencia D_y^i :

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad EC 16$$

Como se observa en la figura 10, el punto A esta definido por el cortante basal V_y^i y el desplazamiento D_y^i .

6. Como se observa en la figura 10, la curva bilineal se la define por las rectas OA, AB.
7. Determinar el área bajo la curva de OAB.
8. En el caso de que la curva de capacidad no se acerque a la representación bilineal, se requiere de un proceso iterativo y se debe recalcular el cortante basal V_y mediante la siguiente ecuación:

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad EC 17$$

Una vez ya recalculado V_y^{i+1} se repiten los pasos 4 a 7.

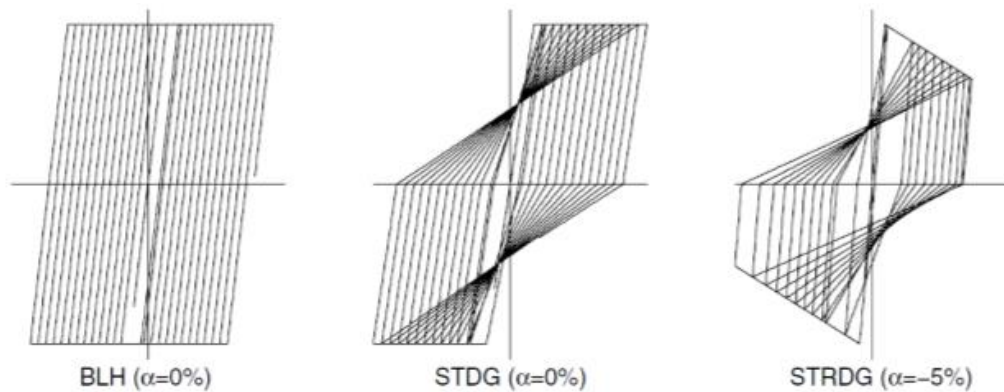
1.1.3.15.6 Amortiguamiento y periodo efectivo

FEMA 440 plantea primero que se debe reconocer el tipo de comportamiento inelástico de la estructura, FEMA 440 da tres comportamientos histeréticos, el bilineal (BHL), degradación de rigidez (STDG) y degradación de fuerzas (STRDG), que sirven para conocer el tipo de degradación y a su vez ocupados para identificar los

coeficientes que se utilizaran para calcular el periodo y amortiguamiento efectivo, los tipos de comportamientos se pueden observar en la figura 11. [25]

Mediante estudios estadísticos se ha logrado disminuir errores de cálculo, esto obteniendo una media del valor absoluto de la diferencia de los desplazamientos y así poder obtener una aproximación más exacta del periodo efectivo (T_{eff}) y amortiguamiento efectivo (β_{eff}). [2]

Figura 11: Tipos de modelos histeréticos



Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Capítulo 6, Página 2

1.1.3.15.6.1 Amortiguamiento efectivo (β_{eff})

Estos valores son calculados por la ductilidad (μ) en porcentaje de la amortiguación crítica, la siguiente formula se utiliza para cualquier modelo de histéresis considerando coeficientes que se detallan en la tabla 11:

Ductilidad (μ) determinada mediante la ecuación 14.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad EC 18$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad EC 19$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad EC 20$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo

T_{eff} = Periodo efectivo

A, B, C, D, E, F = Coeficientes (Tabla 11)

β_0 = Amortiguamiento inicial = 5% de acuerdo a NEC-SE-DS

T_0 = Periodo inicial, obtenido de la Ec 39 de acuerdo a NEC-SE-DS

μ = Ductilidad

Tabla 11: Coeficientes para Ecuaciones de amortiguamiento efectivo.

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

Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Capítulo 6, Página 3

Para las ecuaciones siguientes se ha dejado de utilizar coeficientes, optimizando la fórmula para cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histeréticos o valor de alfa.

Ductilidad (μ) determinada mediante la ecuación 14.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad EC 21$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad EC 22$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad EC 23$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo

T_{eff} = Periodo efectivo

A, B, C, D, E, F = Coeficientes (Tabla 11)

β_0 = Amortiguamiento inicial = 5% de acuerdo a NEC-SE-DS

T_0 = Periodo inicial, obtenido de la Ec 39 de acuerdo a NEC-SE-DS

μ = Ductilidad

1.1.3.15.6.2 Periodo efectivo (T_{eff})

Para todos los valores de alfa y de modelos de histéresis:

Ductilidad (μ) determinada mediante la ecuación 14.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad EC 24$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad EC 25$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 + \right\} T_0 \quad EC 26$$

Donde:

T_{eff} = Periodo efectivo

A, B, C, D, E, F = Coeficientes (Tabla 12)

β_0 = Amortiguamiento inicial = 5% de acuerdo a NEC-SE-DS

T_0 = Periodo inicial, obtenido de la Ec 39 de acuerdo a NEC-SE-DS

μ = Ductilidad

Tabla 12: Coeficientes para la ecuación del Periodo Efectivo

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

Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Capítulo 6, Página 4

Para las ecuaciones siguientes se ha dejado de utilizar coeficientes, optimizando la fórmula para cualquier espectro de capacidad, esto independientemente del tipo del modelo histeréticos o valor de alfa, teniendo en cuenta que las expresiones aplican si solo si $T_0 = 0.2$ a 2 s. [25]

Ductilidad (μ) determinada mediante la ecuación 14.

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad EC 27$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad EC 28$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 + \right\} T_0 \quad EC 29$$

Donde:

T_{eff} = Periodo efectivo

A, B, C, D, E, F = Coeficientes (Tabla 12)

β_0 = Amortiguamiento inicial = 5% de acuerdo a NEC-SE-DS

T_0 = Periodo inicial, obtenido de la Ec 39 de acuerdo a NEC-SE-DS

μ = Ductilidad

1.1.3.15.7 Reducción del espectro para la amortiguación efectiva

En la práctica se requiere utilizar factores de reducción espectral para poder ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel adecuado de amortiguación efectiva y en función de esto deben estar los factores por el cual se los conoce como factores de amortiguación $B(\beta_{eff})$, la reducción se la realiza mediante la siguiente ecuación: [25]

$$(Sa)_\beta = \frac{(Sa)_0}{B(\beta_{eff})} \quad EC 30$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\%)} \quad EC 31$$

Donde:

Sa = Aceleración espectral

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo obtenido de la Ec 21,22 ó 23

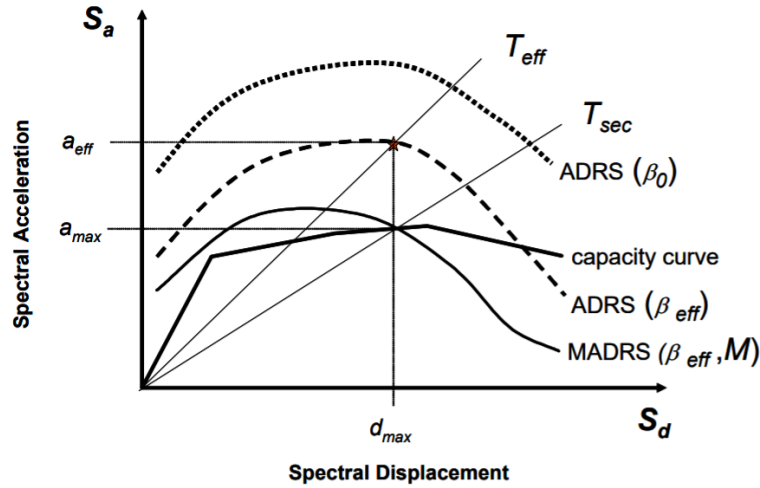
B = Coeficiente de amortiguación

1.1.3.15.8 Modificación del espectro de respuesta ADRS a MADRS

El método convencional del espectro de capacidad ATC 40 utiliza un artificio al ocupar un periodo secante como si fuera el lineal con la finalidad de poder obtener el punto de rendimiento o máximo desplazamiento de la edificación junto con la curva

de demanda que es necesaria para la amortiguación efectiva, de acuerdo al espectro de respuesta de Desplazamiento-Aceleración (ADRS), en la figura 12 se puede observar los descrito. [25]

Figura 12: Modificadores del diagrama Aceleración – Desplazamiento del espectro de respuesta (MADRS) mediante el periodo secante T_{sec} .



Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Capítulo 6, Página 5

El máximo desplazamiento (δ_{max}) está dado por la curva de capacidad, teniendo en cuenta que no es significativa la aceleración efectiva, para la obtención de la demanda modificada MADRS se considera la amortiguación efectiva de la demanda ADRS, esto multiplicado por el factor de modificación, consiguiendo así que en un punto se crucen la curva de capacidad en el punto de rendimiento, ya que los valores de la aceleración se relacionan directamente con los periodos, el factor de modificación puede calcularse con la siguiente ecuación: [2]

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 * \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad EC 32$$

Entonces:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \quad EC 33$$

Donde:

T_{eff} = Periodo efectivo obtenido de la Ec 27,28 ó 29

α = Rigidez post elástica

μ = Ductilidad (determinada mediante la ecuación 14)

T_{sec} = Periodo secante

T_0 = Periodo inicial, obtenido de la ecuación 40 de acuerdo a NEC-SE-DS

M= Factor de modificación

1.1.3.16 Demanda

La demanda en términos ingenieriles es la sollicitación impuesta a la estructura con el fin de tener un correcto dimensionamiento de los elementos que resistirán posibles movimientos de un sismo, en nuestro país la norma que se utiliza como una guía para diseñar estructuras sismo resistentes en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), la misma que brinda un espectro de respuesta en base a zonas sísmicas del país. [2]

1.1.3.16.1 Espectro elástico de diseño NEC-SE-DS 2015

El espectro de diseño puede ser representado mediante un espectro de respuesta teniendo en cuenta el sitio de emplazamiento de la estructura asociado con el tipo de suelo, condiciones geológicas, tectónicas y sismológicas. [26]

El espectro elástico de diseño depende de la vibración de la estructura, teniendo en cuenta que solo es una parte del amortiguamiento relacionado con el crítico que es del 5%. [12]

Para el sismo de diseño se toma en cuenta: [12]

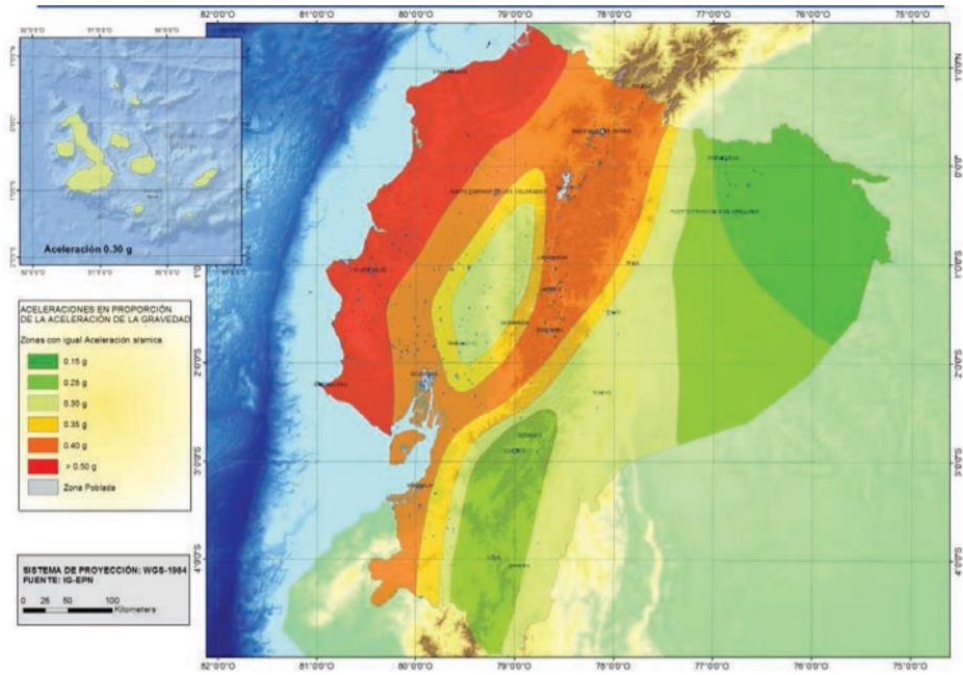
- Factor de la zona sísmica Z
- Tipo de suelo
- Coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s .

1.1.3.16.1.1 Zonificación sísmica y factor Z

Para diseñar Z representa la aceleración máxima en roca, que se expresa como una fracción de la gravedad. [12]

Teniendo en cuenta el lugar de emplazamiento de la estructura, de acuerdo al mapa de la figura 13, Ecuador divide al país en seis zonas sísmicas así: [12]

Figura 13: Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor de factor de zona Z



Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 27

El diseño del mapa se lo realizo mediante estudios de peligrosidad sísmica para 50 años con el 10% de excedencia ($T = 475$ años), incluyendo una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [12]

Tabla 13: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 27

1.1.3.16.1.2 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

La norma da seis tipos, los parámetros se determinaron a 30 m superiores de los perfiles A, B, C, D y E. Los perfiles con estratos diferentes se deben dividir, mediante un subíndice i empezando en 1 en la superficie, hasta n en la parte baja de los 30 m superiores del perfil.

Tabla 14: Clasificación de los perfiles de suelo

De acuerdo al ensayo SPT el tipo de suelo en donde está emplazada la estructura es tipo D, por lo cual se utilizará estos datos para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ingeniería Civil.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 30

1.1.3.16.1.3 Coeficientes de perfil de suelo para Fa, Fd y Fs

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa)

Tomando en consideración los efectos del sitio, los coeficientes para Fa aumentan las ordenadas para el diseño en roca del espectro elástico de aceleraciones, en la siguiente tabla se detallan los valores de Fa para los distintos tipos de suelo y de acuerdo a la zona sísmica.

Tabla 15: Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 31

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Tomando en consideración los efectos del sitio, los coeficientes para Fd aumentan las ordenadas para el diseño en roca del espectro elástico de desplazamiento, en la

siguiente tabla se detallan los valores de F_d para los distintos tipos de suelo y de acuerdo a la zona sísmica.

Tabla 16: Tipos de suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 31

Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Para los espectros de aceleraciones y desplazamientos se consideran estos valores tomando en cuenta distintos parámetros del suelo como su comportamiento, degradación y desplazamiento relativo, en la siguiente tabla se detallan los valores de F_s para los distintos tipos de suelo y de acuerdo a la zona sísmica.

Tabla 17: Tipos de suelo y factores de sitio F_s

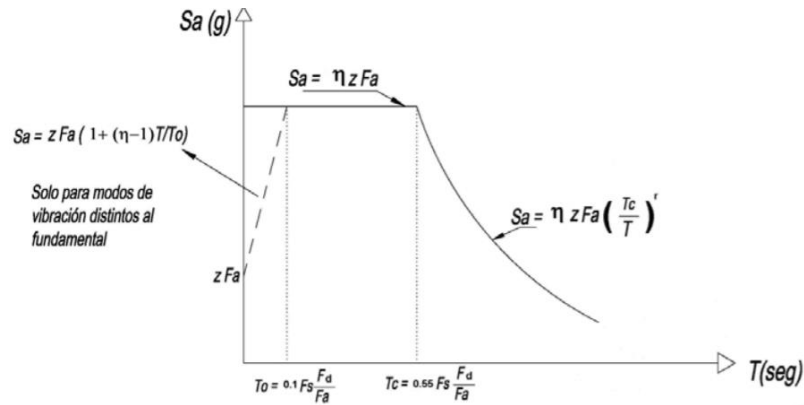
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 32

En base al mapa de zonificación la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) provee el siguiente espectro de respuestas.

Figura 14: Espectro elástico de Diseño

El espectro de diseño como se observa esta expresado como una porción de la aceleración de la gravedad, para la obtención del espectro, la norma Ecuatoriana NEC nos brinda la siguiente información.



Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico parte 1, Capítulo 3, Página 33

Donde:

η Valor de amplificación espectral (S_a/Z , en roca), entre la aceleración ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. [12]

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. [12]

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. [12]

F_s Coeficiente de amplificación de suelo. [12]

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleración, dependerá del modo de vibración de la estructura. [12]

T Período fundamental de vibración de la estructura. [12]

T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. [12]

T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. [12]

Z Aceleración máxima en roca. [12]

Este espectro es una fracción del amortiguamiento relacionado al crítico que es del 5%, lo cual se consigue aplicando las siguientes formulas, considerando dos fórmulas de acuerdo al periodo de vibración de la estructura: [12]

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{EC 34}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Para } T > T_c \quad \text{EC 35}$$

Donde:

r = Factor utilizado de acuerdo a la ubicación del emplazamiento de la estructura. [12]

- $r = 1$ Todos los tipos de suelos, excepto E.
- $r = 1.5$ suelo tipo E. [12]

η es un valor de amplificación espectral, este valor varía de acuerdo a la región del Ecuador. [12]

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

Los limites para los períodos de vibración T_c y T_l se obtiene de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{EC 36}$$

$$T_l = 2.4 * F_a \quad \text{EC 37}$$

Donde:

T_l Período de vibración limite que es utilizado para el espectro de respuesta en desplazamiento.

Los valores de T_l para suelos D y E, máximo debe ser 4 segundos. [12]

Para el análisis dinámico y solo para evaluación de la respuesta de los modos de vibración que sean diferentes al modo fundamental, el espectro de respuesta elástico de aceleración S_a debe evaluarse mediante la ecuación: [12]

Teniendo en cuenta que los valores de periodo de vibración son menores a T_o . [12]

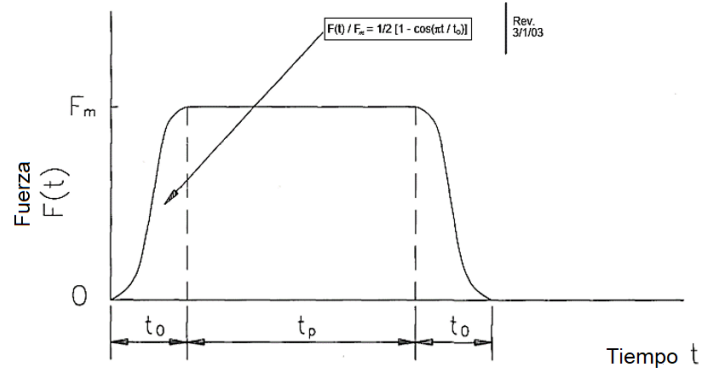
$$S_a = Z F_a [1 + (\eta - 1)] \frac{T}{T_c} \quad \text{Para } T \leq T_o \quad \text{EC 38}$$

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{EC 39}$$

1.1.3.17 Estimación de la vibración máxima ocasionada por desplazamientos ocasionados al caminar

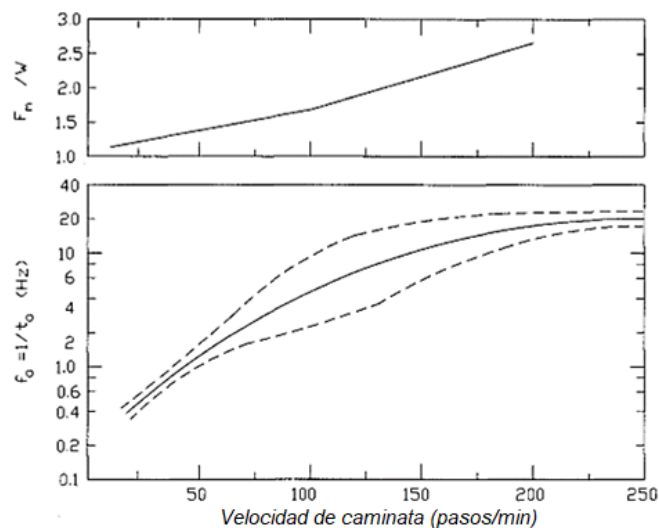
El pulso de fuerza ejercida sobre un piso cuando una persona camina tiene una forma idealizada, como se puede observar en la figura 15. La fuerza máxima (F_m), junto con el tiempo de subida de pulso (t_o), dependerá de la velocidad a la que camina y el peso de la persona (W) como se observa en la figura 16. [27]

Figura 15: Fuerza de pulso de paso idealizado



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, Página 47

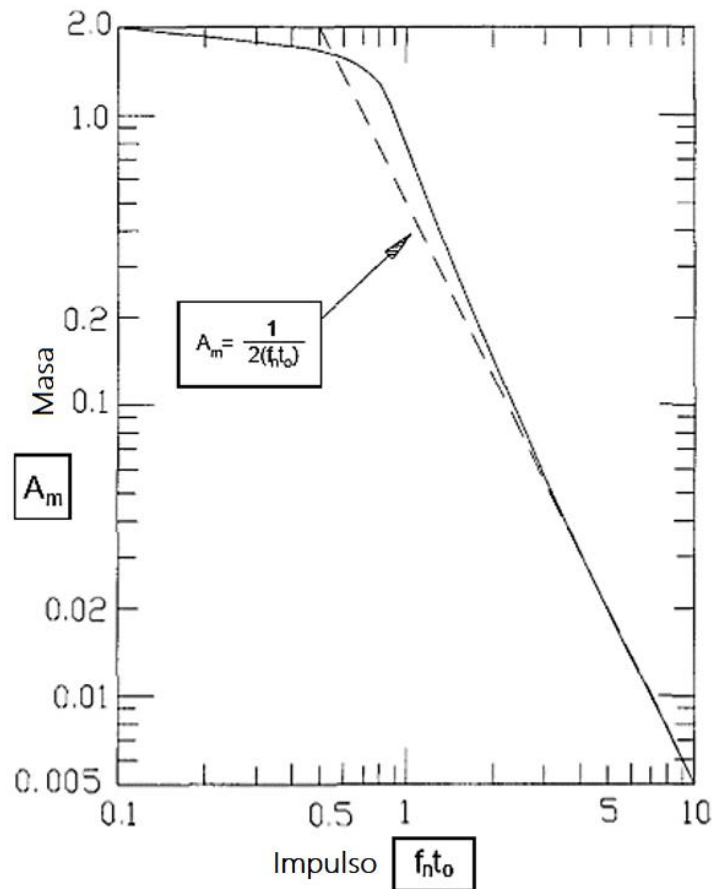
Figura 16: Dependencia de la fuerza máxima (F_m) y tiempo de subida (t_o) en la velocidad de caminado



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, Página 48

El movimiento inducido por pisada, corresponde al modo fundamental del piso, esta respuesta se la puede analizar considerando que ese modo es equivalente a un sistema de masas de un resorte, en este sistema el desplazamiento máximo de la masa (X_{max}), ocasionado por un pulso de fuerza y soportada por el resorte dependerá de los parámetros del pulso y de la frecuencia natural (fn) de la masa, lo mismo se dice de la relación desplazamiento máximo (X_{max}) con el desplazamiento semiestático (X_{static}) de la masa (A_m) como se puede observar en la figura 17. [27]

Figura 17: Desviación dinámica máxima debido al pulso de paso.



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, Página 48

X_{static} es el desplazamiento de la masa debido a una fuerza de magnitud (F_m) aplicada estáticamente, sin embargo, un límite superior simple y conveniente para A_m que depende únicamente del producto de $f_n * t_0$ como se indica en la figura 17. Para los cálculos de diseño es suficiente aproximar dicha curva al límite superior mediante la siguiente ecuación: [27]

$$A_m = \frac{X_{max}}{X_{static}} = 2 \quad \text{para } f_n * t_0 \leq 0.5 \quad \text{EC 40}$$

$$Am = \frac{X_{max}}{X_{static}} = \frac{1}{2(fn * to)} \quad \text{para } fn * to > 0.5 \quad EC 41$$

La frecuencia natural fundamental del piso puede determinarse de distintas formas una de estas es por medio del análisis de elementos finitos. [27]

Para determinar el desplazamiento máximo de un piso debido a un impulso de pisada, se calcula el desplazamiento estático del piso debido a una carga de punto F_m en el punto de aplicación de carga. [27]

$$X_{static} = F_m \Delta p \quad EC 42$$

Donde:

F_m = fuerza de masa

Δp = desviación del piso bajo una unidad de carga concentrada.

La flexibilidad Δp en el punto de aplicación de la carga se puede obtener mediante métodos de análisis estático estándar, incluidas las técnicas de elementos finitos, suponiendo la aplicación de una fuerza puntual en el lugar de interés, calculando la desviación resultante en el punto de aplicación de la fuerza, y luego determinando el desplazamiento de la estructura. Al calcular esta desviación, las deformaciones locales de la losa y de la cubierta deben despreciarse, solo deben considerarse las desviaciones de las vigas. [27]

$$\text{Si} \quad fn > 5 \text{ Hz} \quad \therefore \frac{1}{2(fn * to)} \quad EC 43$$

fn = Frecuencia natural

to = Tiempo

Hz = Unidad de medida (Hertzios)

Y el máximo desplazamiento X_{max} puede calcularse mediante:

$$X_{max} = \frac{F_m * \Delta p * fo^2}{2 fn^2} \quad EC 44$$

En donde:

$$fo = \frac{1}{to} \quad [Hz] \quad EC 45$$

f_o = Frecuencia

Δp = desviación del piso

f_n = Frecuencia natural

La aplicación del criterio de vibraciones se recomienda para tener un mejor desempeño de las estructuras al soportar equipos que ocasionan vibraciones, incluyendo las vibraciones inducidas al caminar, aplicando cargas estáticas vivas y así mayorar las cargas vivas de diseño, las siguientes tablas da valores de vibraciones para distintos equipos y para impulsos de pisadas. [27]

Tabla 18: Criterios de vibración para equipos sensibles

Equipo o uso de instalación	Velocidad de vibración	
	(μ pl/seg)	(μ m/seg)
Sistemas informáticos, quirófanos, cirugías, microscopios de mesa con aumento hasta de 100x	8,000	200
Robots de laboratorio	4,000	100
Microscopios de mesa con un aumento de hasta 400x; Óptico y otras balanzas de precisión; Máquinas de medición; Laboratorios de metrología; Comparadores ópticos; Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase A ***	2,000	50
Microcirugía, cirugía ocular, neurocirugía; Mesa de trabajo con microscopios con un aumento superior a 400x; Equipo óptico en mesas de aislamiento; Equipo de fabricación Microelectrónica — Clase B ***	1,000	25
Microscopios electrónicos con aumento de hasta 30.000x; Microtomos; Generadores de imágenes por resonancia magnética; Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase C ***	500	12
Microscopios electrónicos con más de 30.000x de aumento; Espectrómetros de masas; Equipo de implante celular; Equipo de fabricación de microelectrónica Clase D ***	250	6

Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase E ***; Sistemas de investigación óptica y láser no aislados	130	3
<p>* Valor de V</p> <p>** El criterio dado por la curva sólida corresponde a un umbral medio estándar para todo el cuerpo de percepción (Guía 1974)</p> <p>*** Clase A: inspección, prueba de sonda y otros equipos de apoyo a la fabricación.</p> <p>Clase B: alineadores, steppers y otros equipos críticos para fotolitografía con anchos de línea de 3 micrones o más.</p> <p>Clase C: alineadores, steppers y otros equipos críticos para fotolitografía con anchos de línea de 1 micra.</p> <p>Clase D: Alineadores, steppers y otros equipos críticos para fotolitografía con anchos de línea de ½ micra; incluye sistemas de haz de electrones.</p> <p>Clase E: Alineadores, steppers y otros equipos críticos para fotolitografía con anchos de línea de ¼ micrón; incluye sistemas de haz de electrones.</p>		

Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, Página 46

La tabla 19 está relacionada con la figura 16, en la presente tabla se muestra el ritmo de caminar de acuerdo al número de pasos/minuto que da una persona promedio que es de 84 kg.

Tabla 19: Valores de parámetros para impulsos de pisadas

Ritmo de caminata pasos/minuto	Fm / W	Fm* kg (lb)	fo= 1/to Hz	Uv KN. Hz ² (lb.Hz ²)
100 (Rápido)	1.7	1.4 (315)	5	110 (2500)
75 (Moderado)	1.5	1.25 (280)	2.5	25 (5500)
50 (Lento)	1.3	1.1 (240)	1.4	6.8 (1500)
*Para W= 84 Kg (185 lb)				

Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, Página 49

El piso vibra a su frecuencia natural (f_n) causado por un impulso como es la pisada, la velocidad máxima se determina mediante la ecuación: [27]

$$V = 2\pi f_n X_{max} \quad EC 46$$

Donde:

V = Velocidad

f_n = Frecuencia natural

X_{\max} = Desplazamiento máximo

Si

$$\frac{f_n}{f_o} \gg 0.5 \quad EC 47$$

Entonces

$$V = \frac{U_v \Delta p}{f_n} \quad EC 48$$

Donde

$$U_v = \pi F_m f_o^2 \quad EC 49$$

U_v = Constante de peso y velocidad del caminante

F_m = Fuerza

f_o = Frecuencia

Δp = Desplazamiento de piso

Para verificar los datos de la tabla 19 se realizarán los cálculos para una persona que camina rápidamente (100 pasos/minuto), entonces:

$$F_m / W = 1.7$$

Para una persona que pesa 84 kg y considerando la gravedad de 9.81 m/s²

$$F_m = 1.7 (9.81 \text{ m/s}^2 * 84 \text{ kg})$$

$$F_m = 1400 \text{ N}$$

Si la frecuencia $f_o = 1/t_o$

$$f_o = 5 \text{ Hz}$$

Entonces la velocidad del piso

$$U_v = \pi F_m f_o^2$$

$$U_v = \pi * 1400 \text{ N} * (5 \text{ Hz})^2$$

$$U_v = 110 \text{ KN Hz}^2$$

Se ha verificado que en la tabla 19 la velocidad esperada en un piso, está relacionada directamente con la velocidad con la que caminan las personas, observando que para una persona que camina moderadamente (75 pasos/minuto) es aproximadamente $\frac{1}{4}$ en comparación con un caminante rápido (100 pasos/minuto) y para un caminante lento (50 pasos/minuto) es aproximadamente $\frac{1}{15}$ en comparación con un caminante rápido, se debe tener en cuenta que se cumpla: [27]

$$\frac{\Delta p}{fn} \leq \frac{V}{U_v} \quad EC 50$$

Ya que la frecuencia natural de un piso es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del desplazamiento del piso Δp , debido a una unidad de carga, de la ecuación anterior la velocidad V es proporcional a $\Delta p^{3/2}$, esta proporcionalidad es útil ya que permite evaluar cambios menores de diseño, como el cambio de rigidez o flexibilidad bastante significativos, se puede lograr solo con cambios pequeños en el sistema estructural, ya que de la rigidez de la estructura dependerá la frecuencia, permitiendo estimar cuanto debe cambiar la flexibilidad o la rigidez de un piso para cumplir criterios de velocidad. [27]

Si la flexibilidad inicia Δp_1 resulta en una velocidad V_1 , entonces la flexibilidad Δp_2 dará como resultado una velocidad V_2 , esto se lo puede determinar mediante: [27]

$$\frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} \approx \left(\frac{V_1}{V_2} \right)^{2/3} \quad EC 51$$

Esta ecuación nos ayudara a conocer si la flexibilidad del piso debe ser cambiada o no por un factor.

1.1.3.18 Resistencia del hormigón

La resistencia del hormigón está relacionada directamente con los materiales utilizados para su composición, esto quiere decir que influye la calidad de agua y agregado, las características del cemento, el tipo de aditivo, la forma de dosificación y el mezclado. Las propiedades del hormigón están en función de tiempo y ambiente (humedad), por esto es que se debe realizar pruebas al hormigón en condiciones específicas, estos ensayos pueden clasificarse en destructivos y no destructivos, para nuestro proyecto

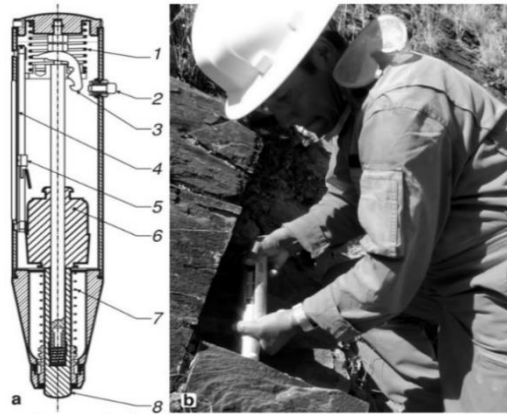
se utiliza un ensayo no destructivo mediante el martillo esclerométrico, el cual nos permite determinar de una manera muy aproximada la resistencia del hormigón del elemento estructural estudiado. [30]

El martillo esclerométrico mide la resistencia del concreto en base al impacto, hay que realizar 10 veces el ensayo y así poder obtener un promedio, teniendo en cuenta que los valores son aceptables cuando difieren en menos de seis unidades, en el caso de que más de dos medidas sobrepasen dicha condición se debe descartar todas las lecturas.

Como se puede observar en la figura 12 el martillo esclerométrico consta de las siguientes partes:

Figura 18: Componentes del martillo esclerométrico

1. Resorte de impacto
2. Botón
3. Seguro de masa
4. Escala
5. Indicador deslizante
6. Masa
7. Resorte de retorno
8. Pistón.



Fuente: Suarez, L. Martillo de rebote Schmidt Capítulo 1, Página 1

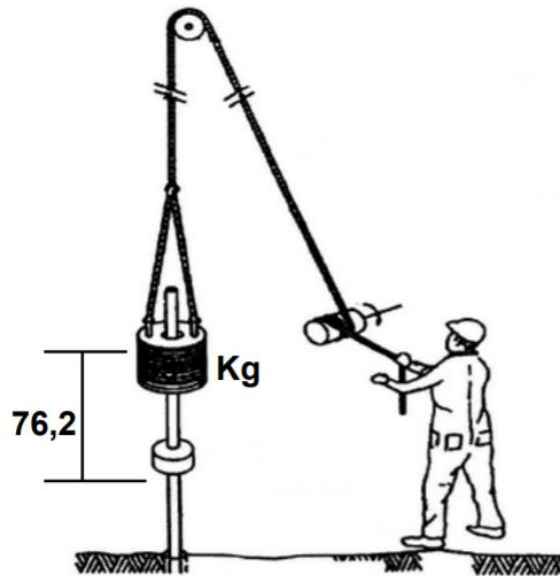
Para realizar el ensayo de forma adecuada se debe tener en cuenta que la superficie en donde se procederá a ensayar, debe estar limpia y libre de imperfecciones, con el martillo perpendicular a la superficie de ensayo.

1.1.3.19 Ensayo de penetración estándar SPT

El SPT (Standard Penetration Test) o ensayo de penetración estándar, permite identificar geotécnicamente el suelo mediante un ensayo dinámico, este ensayo determina la compacidad (densidad) y capacidad que soporta el suelo no cohesivo (tienen propiedades de atracción intermolecular o cementante como las arcillas), prácticamente el ensayo SPT se lo realiza durante la perforación, es decir se cuenta el número de golpes (N) necesarios para introducir un cilindro (toma muestra) en un estrato de suelo. [29]

La cuchara hueca o toma muestra, tiene unas dimensiones de 30 cm de largo con un diámetro interior de 35mm y un diámetro exterior de 51 mm, permitiendo tomar muestras en su interior a diferentes profundidades. El peso de la masa está normalizada siendo 63.5 kg junto con la altura de caída de 76.2 cm, esto se puede observar en la figura 19, es recomendable realizar el ensayo en suelos blandos ya que en suelos duros el equipo puede sufrir daños debido al problema que existe en la perforación. [29]

Figura 19: Esquema SPT



Fuente: Estudio de Resultados Ensayo de Penetración Estándar (SPT) Para el Factor de Corrección (c_n) y el Ángulo de Fricción (ϕ), Capítulo 1, Página 31

Para empezar el muestreo se debe limpiar la capa vegetal del terreno, hincando la cuchara normalizada 15 cm, se marca la varilla para contar en el número de golpes necesarios para introducir la cuchara 30 cm, con una pesa de 63.25 kg y una altura de caída de 76.2 cm, si el número de golpes es mayor a 50 y la cuchara normalizada no ha ingresado los 15 cm esta muestra se la rechaza, anotando la longitud hincada en donde se han alcanzado los 50 golpes, lo que significa que el ensayo a finalizado, en la tabla 20 se detallan los pasos para realizar el ensayo SPT. [29]

Tabla 20: Procedimiento para ensayo SPT

No	DESCRIPCION
1	Después de haber apoyado el muestreador en el fondo del pozo perforado, se proviene a hundirlo mediante pequeños golpes del martinete lanzado desde una caída libre desde una altura de 75+- cm sobre la cabeza del golpe.
2	Debe usarse un cabo de manila para el izaje del martinete, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo debe enrollarse máximo dos veces.
3	La barra de acero debe estar completamente vertical para asegurar la energía de los golpes.
4	Se inicia el ensayo contando el número de golpes para penetrar 15 cm en dos intervalos el muestreador, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo
5	Si al realizarlo sobrepasa los 50 golpes, sin haber penetrado la totalidad de cada intervalo, se anotará el número de golpes y la longitud de penetración del muestreador.
6	Antes de extraer el muestreador a la superficie se debe girar por lo menos dos revoluciones, para cortar la muestra, posteriormente se extrae y se mide la longitud de la muestra obtenida, desechando la parte superior ya que no es representativa.
7	La muestra se cierra herméticamente para su envío a laboratorio.
8	Se debe etiquetar las muestras adecuadamente con todos los datos necesarios para realizar los ensayos requeridos.

Fuente: Freire, K. Estudio del Peligro Sísmico Determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato, Capítulo 4, Página 46

Las muestras recuperadas del interior de la cuchara se las debe colocar en recipientes herméticos con sus debidas características, estas son: fecha, ubicación, número de muestra y profundidad de ensayo. [29]

En la tabla 21 se observan datos de una de las muestras obtenidas mediante el ensayo SPT de los estudios realizados en la Universidad Técnica de Ambato, el suelo del sector es un tipo D, el mismo que se utilizara para la presente investigación.

Tabla 21: SPT Sector de Celiano Monge

PERFORACIÓN 1 (h= -0.00 a -3.00 m)			
COORDENADAS: X= 764653 Y= 9859918 Z= 2711			
PROFUNDIDAD (m)	TOTAL N (SPT)	PROMEDIO N (SPT)	TIPO DE PERFIL
100	LIMPIEZA		CAPA VEGETAL
120	12	28	D
135	13		
150	15		
170	16		
185	18	36	
200	18		
220	22		
235	22	47	
250	25		
270	29	52	
285	25		
300	27		

Fuente: Freire, K. Estudio del Peligro Sísmico Determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato, Capítulo 4, Página 48

1.1.4 Hipótesis

¿El análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la carrera de Ingeniería Civil podría presentar diferentes grados de vulnerabilidad ante los distintos tipos de evaluación?

1.1.4.1 Variable dependiente

Grado de vulnerabilidad sísmica de la facultad de Ingeniería Civil.

1.1.4.2 Variable Independiente

Estudio cualitativo y cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio de la carrera de Ingeniería Civil mediante la medición de vibraciones.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cualitativo para identificar el estado actual de la estructura.
- Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación mediante un análisis estático no lineal.
- Obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño.
- Analizar la estabilidad dinámica.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA

Mediante la obtención de información como planos, se podrá modelar el edificio de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, a más de los planos la información obtenida de distintas normas y códigos de la construcción sobre los tipos de análisis no lineales, ayudara a seguir parámetros que se deberán analizar en la edificación para lo cual se utilizara un software de diseño como es ETABS.

La facultad de Ingeniería Civil es una edificación aporricada de 3 pisos con proyección de 1 piso adicional, con un área de construcción por planta de aproximadamente 595 m², la estructura es de hormigón armado con losas alivianadas.

Figura 20: Facultad de Ingeniería Civil



Fuente: Google

Niveles o tipos de investigación

Los tipos de investigación a realizarse para el desarrollo del proyecto son el explorativo y de laboratorio.

Investigación explorativa

Ya que no se ha realizado estudios del grado de vulnerabilidad sísmica en el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato mediante análisis cualitativos y cuantitativo.

Investigación de laboratorio

Los datos se deberán obtener mediante visitas de campo mediante ensayos que permitan conocer la aceleración de la estructura mediante acelerómetros y otros que permitan determinar la resistencia del hormigón en elementos estructurales mediante la utilización del martillo esclerométrico, además se deberá tener en cuenta el refuerzo tanto longitudinal como transversal de dichos elementos.

Población y Muestra

Población

El estudio y los diferentes ensayos que tengan que realizarse para determinar la peligrosidad sísmica, se lo realizara en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

Figura 21: Ubicación de la Estructura.



Fuente: Santiago Melendez.

En la siguiente tabla se puede observar las coordenadas georreferenciadas de la ubicación de la Facultad de Ingeniería Civil.

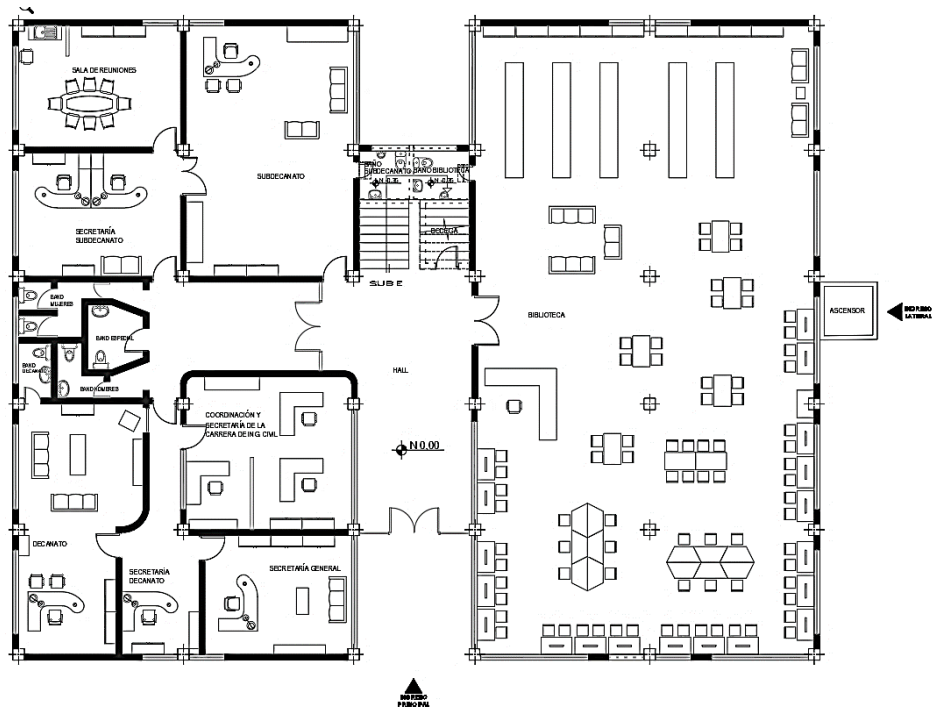
Tabla 22: Coordenadas de la Facultad de Ingeniería Civil

PUNTO	COORDENADAS WGS 84	
	ZONA 17 M	
	ESTE	NORTE
1	764403.00 m E	9859673.00 m S

Fuente: Google Earth Pro

En la figura 22 se puede observar la planta arquitectónica del edificio de Ingeniería Civil, pudiendo observar el número de elementos estructurales de cada piso, esto ayudara a obtener el número de muestras necesarias para los datos necesarios de campo, mediante el ensayo esclerométrico el cual brindara información de la resistencia del hormigón.

Figura 22: Plano Arquitectónico.



Fuente: Departamento de infraestructura UTA, DIRIF

Tabla 23: Número de Elementos Estructurales

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
PLANTA BAJA	
Columnas	36
Vigas	58
Losa	1
Total	95
PRIMER PISO	
Columnas	36
Vigas	58
Losa	1
Total	95
SEGUNDO PISO	
Columnas	32
Vigas	30
Losa	1
Total	63
TERCER PISO	
Columnas metálicas 35*35	32
Vigas	30
Vigas secundarias metálicas	64
Losa deck	1
Total	127

Fuente: Santiago Meléndez.

Se debe tomar cuenta que no todos los elementos estructurales serán estudiados porque no cumplen con los parámetros establecidos para poder realizar los ensayos, esto debido a que la mayor parte de elementos ya se encuentran con sus respectivos acabados como se observa en la figura 23, por lo cual se tomara en cuenta para los ensayos los elementos estructurales que se encuentran por encima del cielo raso.

Figura 23: Acabados de la estructura.



Fuente: Santiago Meléndez.

Muestra

El grado de vulnerabilidad de la estructura se determinará mediante dos análisis, el cualitativo y el cuantitativo con 2 modelos matemáticos, con análisis dinámicos que permitirá conocer si la estructura cumple con los parámetros dados por la NEC, otro análisis es el estático no lineal para obtener el desempeño de la estructura mediante el espectro de respuesta y determinista de la NEC 2015. En la siguiente tabla se observa las características de los modelos matemáticos en ETABS.

Tabla 24: Modelos Matemáticos

	Características	Tipo de análisis
Modelo 1	Modelación de la estructura sin modificación.	Dinámico. Estático no lineal. Fragilidad.
Modelo 2	Modelación de la estructura estabilizándola con el fin de que se cumpla requisitos sismorresistentes en base a normas.	Dinámico. Estático no lineal. Fragilidad.

Fuente: Santiago Meléndez.

2.1 Materiales y Equipos

2.1.1 Materiales

- Instrumentos de oficina

2.1.2 Equipos

2.1.2.1 Etabs 2016

Software avanzado para analizar estructuras, permitiendo realizar el cálculo estructural de edificaciones. Etabs permite diseñar estructuras robustas simulando cargas, reacciones y fuerzas externas las que afectan en el comportamiento sismo resistente. [28]

2.1.2.2 Martillo esclerométrico

Equipo que permite conocer la resistencia del concreto, asfalto, etc, mediante una correlación entre la resistencia a la compresión del concreto y el índice de efecto rebote. [29]

2.1.2.3 Equipo para realizar ensayo SPT

Permite conocer la estratigrafía del suelo en donde está emplazada la edificación, lo cual nos brindara información adecuada del tipo de suelo.

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

Tabla 25: Modelos Matemáticos

Preguntas	Respuestas
¿Por qué?	Porque es importante conocer la probabilidad y el tipo de daño que puede sufrir la estructura ante un evento sísmico.
¿Qué edificación?	La facultad de Ingeniería Civil
¿Cuáles aspectos se consideran?	Grado de vulnerabilidad con análisis cualitativo y cuantitativo
¿Quiénes realizan el estudio?	Santiago Meléndez Ing. Jorge Cevallos
¿Tipo de ensayos?	Ensayos de campo Esclerométrico
¿Cómo se determinará la vulnerabilidad?	Investigación Softwar estructural como lo es ETABS

Fuente: Santiago Meléndez

2.2.2 Plan de procesamiento y Análisis de Información

El presente trabajo de investigación se plantea mediante la utilización de normas y software como lo es Etab: s:

- Identificación de la estructura.
- Obtener la resistencia a compresión del concreto con la ayuda del martillo esclerométrico.
- Determinar la cantidad de acero de refuerzo colocado en los elementos estructurales.
- Utilizar tablas de la norma FEMA 154 con la finalidad de obtener la vulnerabilidad sísmica de la estructura.
- Realizar un análisis estático no lineal con la ayuda del programa ETABS
- Obtener la curva de capacidad y el espectro de capacidad de la estructura.

2.2.3 Estudios de materiales

2.2.3.1 Resistencia a compresión del hormigón

Para obtener la resistencia del hormigón se utilizó el martillo esclerométrico, el cual relaciona el índice de rebote del martillo con la resistencia a compresión del hormigón, de acuerdo a la norma ASTM C805 se debe cumplir los siguientes parámetros:

- Espesor mínimo para cada elemento de 100 mm.

- Superficie en la cual se va a realizar el ensayo tiene que estar libre de imperfecciones (lisa) y totalmente seca.
- El martillo tiene que estar perpendicular a la superficie de ensayo.
- Cada punto de ensayo debe estar separados a 25mm.

Hay que realizar 10 veces el ensayo y así poder obtener un promedio, teniendo en cuenta que los valores son aceptables cuando difieren en menos de seis unidades, en el caso de que más de dos medidas sobrepasen dicha condición se debe descartar todas las lecturas.

A continuación, podemos observar los datos tomados de una columna en el nivel +6.12

Tabla 26: Ensayo esclerométrico

PUNTO	
# GOLPES	ÍNDICE DE REBOTE Q
1	50.5
2	46
3	44.5
4	48
5	49
6	46.5
7	49.5
8	48.5
9	49.5
10	50.5
Q Media	48.25
Resistencia	288 kg/cm ²

Fuente: Santiago Meléndez

De los valores obtenidos se calculará la media, posteriormente la diferencia entre el valor máximo y mínimo con la media obtenida de todos los valores, si estos datos son mayores a 6 unidades la muestra se la descarta.

$$Q \text{ media} = \frac{\sum_{i=1}^n (\# \text{ golpes } i)}{n} \quad \text{Ec 52}$$

$$Q \text{ media} = \frac{50.5 + 46 + 44.5 + 48 + 49 + 46.5 + 49.5 + 48.5 + 49.5 + 50.5}{10}$$

$$Q \text{ media} = 48.25$$

$$E+= Vmax - Qmedia \quad Ec 53$$

Valor máximo = 50.5

$$E+= 50.5 - 48.25 = 2.25$$

Valor mínimo = 44.5

$$E-= Vmin - Qmedia \quad Ec 54$$

$$E-= 44.5 - 48.25 = 3.75$$

Se observa que el error es menor a 6 unidades lo cual indica que el conjunto de datos obtenidos es válido, en la siguiente tabla podemos observar la resistencia media de compresión para todos los puntos válidos obtenidos en el ensayo.

Tabla 27: Ensayo esclerométrico

# PUNTO	f'c (Kg/cm2)
1	288
2	146
3	188
4	153
5	350
6	313
7	385
8	313
9	294
10	372

Fuente: Santiago Meléndez

De la tabla 27 es necesario obtener un valor promedio, el cual se utilizará en los siguientes cálculos de la investigación, para esto se procederá a calcular la media aritmética y mediana.

Media aritmética (\bar{X})

Es el valor calculado de la suma de todos los datos, y estos divididos para el número total de datos. [2]

$$\bar{X} = \frac{X1+X2+X3.....+Xn}{n} \quad Ec 55$$

$$\bar{X} = \frac{288+146+188+153+350+313+385+313+294+372}{10}$$

$$\bar{X} = 280.20 \text{ Kg/cm}^2$$

Mediana (*Me*)

Es el valor central de los datos de una tabla ordenados de menor a mayor o viceversa, si el número de datos es par, se toman los dos valores intermedios y se promedian, en el caso de que la tabla tenga un número de datos impar el valor de la media es el central.
[2]

Tabla 28: Datos ordenados

f'c (Kg/cm2)
146
153
188
288
294
313
313
350
372
385

Fuente: Santiago Meléndez

Los valores centrales ya señalados deben promediarse

$$Me = \frac{294+313}{2}$$

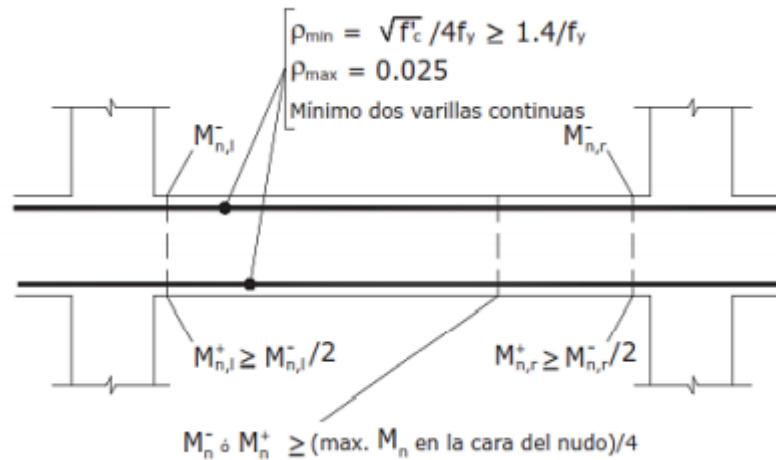
$$Me = 303.5 \text{ kg/cm}^2$$

Tomando en consideración que la media aritmética en su cálculo, incluye a todos los datos obtenidos en el ensayo, la resistencia a compresión del hormigón que será utilizada en el trabajo es de 280 kg/cm2.

2.2.3.2 Acero de refuerzo en elementos estructurales

La cantidad de acero colocado en elementos estructurales es muy necesario para realizar el análisis estático no lineal, en la columna del último piso de la facultada se pudo observar el armado de una columna que consta de 6 aceros longitudinales Ø 18 mm, el cual es mayor al 1% que exige la norma, al no conocer el armado de toda la estructura por seguridad de cálculos se trabajara con el mínimo que es el 1%.

Figura 24: Refuerzo longitudinal para elementos a flexión.



Fuente: NEC-SE-HM, pág. 46

Donde:

ρ_{min} = Cuantía del refuerzo mínimo

ρ_{max} = Cuantía del refuerzo máximo

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.2.5, brinda la siguiente ecuación para conocer el refuerzo mínimo que se debe colocar en vigas para que trabajen a flexión, colocando en toda la sección acero a tracción.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * bw * d \quad \text{Ec 56}$$

$$d = h - r + \phi_{\text{Estribo}} + 1/2 \phi_{\text{Longitudinal}} \quad \text{Ec 57}$$

Donde:

$A_{s_{min}}$ = Área mínima de refuerzo de flexión (cm²)

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

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

f_y = Resistencia a la fluencia del acero (Kg/cm²)

$f'c$ = Resistencia a compresión del hormigón (Kg/cm²)

Se tiene una viga con dimensiones de 35 cm * 35cm entonces:

$$d = h - (r + \emptyset_{\text{Estribo}} + 1/2 \emptyset_{\text{Longitudinal}})$$

$$d = 35\text{cm} - (2.5\text{cm} + 1\text{cm} + 1/2 * 1.4 \text{ cm})$$

$$d = 30.8 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} * 35 * 31$$

$$A_{smin} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Se plantea un acero inferior de 3Ø14 mm, teniendo un área de acero de 4.62cm², observando la figura 24 que el acero de refuerzo inferior debe ser al menos el 50% del acero de refuerzo superior, teniendo en cuenta acero de refuerzo comercial se tendrá 5Ø14 mm en la parte superior, con un área de acero de 7.70 cm², con el cual se calculará la cuantía:

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} \quad \text{Ec 58}$$

$$\rho = \frac{7.70\text{cm}^2}{35\text{cm}*30.8\text{cm}} = 0.007 = 0.71\%$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \quad \text{Ec 59}$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300+f_y}\right) \quad \text{Ec 60}$$

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

$$\rho_b = 0.0289 = 2.89\%$$

$$\rho_{max} = 0.0145 = 1.45\%$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ec 61}$$

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

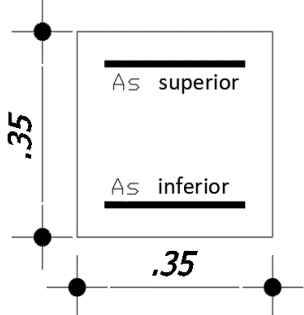
$$\rho = 0.0033 = 0.33\%$$

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

$$0.33\% < 0.71\% < 1.45\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la siguiente tabla se muestra el cuadro de vigas con su respectivo armado en los extremos superior e inferior.

Tabla 29: Cantidad de acero de refuerzo en vigas

VIGAS				
Esquema	Área de acero inicio (i)	Área de acero final (j)	Recubrimiento (cm)	Nombre del elemento
	7.7 cm ²	7.7 cm ²	2.5	VIGA 35X35
	4.62 cm ²	4.62 cm ²	2.5	

Fuente: Santiago Meléndez

En el último nivel se pudo observar el armado de una de las columnas 6Ø18mm, entonces área de refuerzo longitudinal (Pg) = 15.27 cm²

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM) sección 4.3.3, la cual nos indica que como requerimiento se debe cumplir:

$$0.01 < \frac{P_g}{A_g} < 0.03 \quad \text{Ec 62}$$

Donde:

P_g = Área de refuerzo longitudinal

A_g = Área bruta de la sección

$$P_g = 15.27 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\frac{15.27}{1225} = 0.0125$$

$$1\% < 1.25\% < 3\% \quad \text{CUMPLE}$$

Tabla 30: Cantidad de acero de refuerzo en columnas

COLUMNAS		
Esquema	Área de Acero	Nombre del elemento
<p>0.35 m</p> <p>0.35 m</p> <p>E Φ10@10-20-10</p> <p>E Φ8@10-20-10</p> <p>○ 6 Φ 18mm</p>	<p>Acero longitudinal ϕ 18 mm</p> <p>Acero Transversal 2 Ramales ϕ 8mm @ 10cm @20cm</p>	<p>COLUMNA 35X35</p>

Fuente: Santiago Meléndez

2.2.4 Ensayo de Penetración Estándar SPT

En base a perforaciones mediante el equipo necesario se puede identificar el tipo de suelo del lugar en donde esta ubica la estructura, tomando en cuenta especificaciones

de la norma INEN 698, la Norma Ecuatoriana menciona la velocidad de corte, número de golpes del SPT, índice de plasticidad y el contenido de humedad.

En base al ensayo SPT realizado junto a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato se obtuvo:

Tabla 31: Ensayo de Penetración Estándar.

Cotas (m)	Profundidad (cm)	Nº Golpes SPT (Parcial)	Nº Golpes SPT (30cm)	Nº Golpes SPT (Total)	Longitud Muestra (cm)	Promedio Golpes
-0.55	55	Limpieza	11	19		27.00
-0.70	15	8				
-0.85	15	5				
-1.00	15	6			27	
-1.50	15	Limpieza	13	75		
-1.70	20	6				
-1.85	15	6				
-2.00	15	7			47.5	
-2.20	20	9	45	54		
-2.35	15	23				
-2.50	15	22			18	
-2.70	20	21				
-2.85	15	20	39	60		
-3.00	15	19			25	

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 72

2.2.4.1 Clasificación del suelo

El sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, brinda dos tipos de suelos como son suelos gruesos y finos, cada uno con sus respectivas sub clasificaciones como se puede observar en la tabla 32.

Tabla 32: Clasificación de suelos SUCS.

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

Fuente: Luria Sandoval, Clasificación de Suelos: según su origen, su textura, su aptitud de riego y más, Página 7

De las muestras obtenidas del ensayo SPT y en base a la clasificación de suelos SUCS, en la tabla 33 se observan que las muestras serán sometidas a un ensayo granulométrico. [34]

Tabla 33: Ensayo Granulométrico

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

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 74

Como se observa en la tabla 33, el porcentaje retenido para cada muestra es mayor al 50% en el tamiz # 200 (0.075 mm), esto indica que el tipo de suelo es grueso, también se observa que más del 50% del material pasa el tamiz # 4 (4.76 mm), lo cual indica que el tipo de suelo de acuerdo a SUCS es un SM, Arena limosa mal graduada (mezcla de arena, grava y limo) [34]

2.2.4.2 Velocidad de onda de corte (Vs)

Para determinar la velocidad de la onda de corte es necesario relacionar el número de golpes del ensayo de penetración estándar, se utilizará la relación de Kirar et al 2016 ya que ajusta correctamente el número de golpes del SPT, con la velocidad de corte que sugiere la Norma Ecuatoriana de la Construcción. [34]

Para la obtención de la velocidad de onda de corte se plantean tres ecuaciones, establecidas por Kirar Maheshwari y Muley en el 2016, en función del tipo de suelo. [35]

Para cualquier tipo de suelo:

$$V_s = 99.5 * N^{0.345} \quad (m/s) \quad \text{Ec 63}$$

Suelos arenosos:

$$V_s = 100.3 * N^{0.338} \quad (m/s) \quad \text{Ec 64}$$

Suelos arcillosos:

$$V_s = 94.4 * N^{0.379} \quad (m/s) \quad \text{Ec 65}$$

Donde:

V_s = Velocidad de onda de corte

Para calcular la velocidad de onda de corte, se utilizará un suelo arenoso el cual se obtuvo del ensayo granulométrico, de todos los datos obtenidos se obtendrá un promedio con el cual se podrá determinar el tipo de suelo de acuerdo a la Norma Ecuatoriana.

Tabla 34: Velocidad de Onda de Corte

COTA (m)	Nº Golpes (30cm)	V_s m/sg	V_s (m/sg) PROM.
-1.00	11	225.58	293.35
-2.00	13	238.68	
-2.50	45	363.15	
-3.00	39	346.00	

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 75

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, basándose en el número de golpes realizados en el ensayo $50 > N > 15$ y en la velocidad de la onda de corte de

360 m/s > Vs > 180 m, la norma clasifica al suelo del lugar como un tipo D, esto se puede observar en la siguiente tabla. [12]

Tabla 35: Tipo de suelo según NEC

COTA (m)	Nº Golpes (30cm)	Vs m/sg	Tipo de perfil
-1.00	11	225.58	D
-2.00	13	238.68	D
-2.50	45	363.15	D
-3.00	39	346.00	D

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 75

2.2.4.3 Contenido de humedad W%

El contenido de humedad promedio, obtenido del ensayo de penetración estándar de cada muestra en las diferentes cotas, se muestra en la tabla 36.

Tabla 36: Contenido de humedad del suelo

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

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 76

2.2.4.4 Plasticidad

El ensayo granulométrico determino que la presencia de suelo fino es superior al 12% de la totalidad de suelo ensayado, esto indica que la resistencia, la relación esfuerzo – deformación del lugar pueden afectarse, considerándose un suelo con gran cantidad de finos no plásticos. [34]

Tabla 37: Índice Plástico

COTA (m)	Índice Plástico (% Ip)
-1.00	No Plástico
-2.00	No Plástico
-2.50	No Plástico
-3.00	No Plástico

Fuente: Freddy Pimbo, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones, Capítulo II, Página 76

2.2.5 Cargas

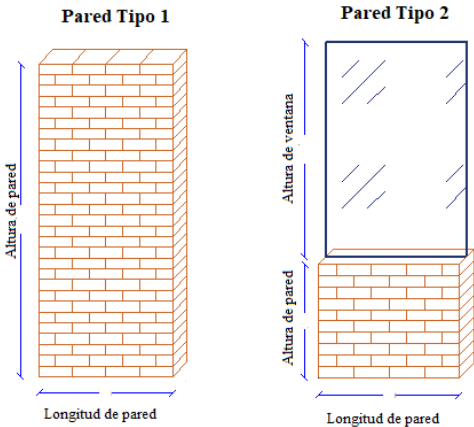
2.2.5.1 Cargas Gravitacionales

En consideración de los planos arquitectónicos de la Facultad de Ingeniería Civil y verificación de los mismo, mediante una visita de campo se comprobó la ocupación específica de cada sitio de la estructura, en la cual se evidencio, la existencia de aulas, bibliotecas, sala de profesores, baños, lugares de computación y auditorio en los mismos lugares que se detallan en los planos, lo cual es necesario para la asignación de las cargas vivas.

2.2.5.1.1 Cargas de pared

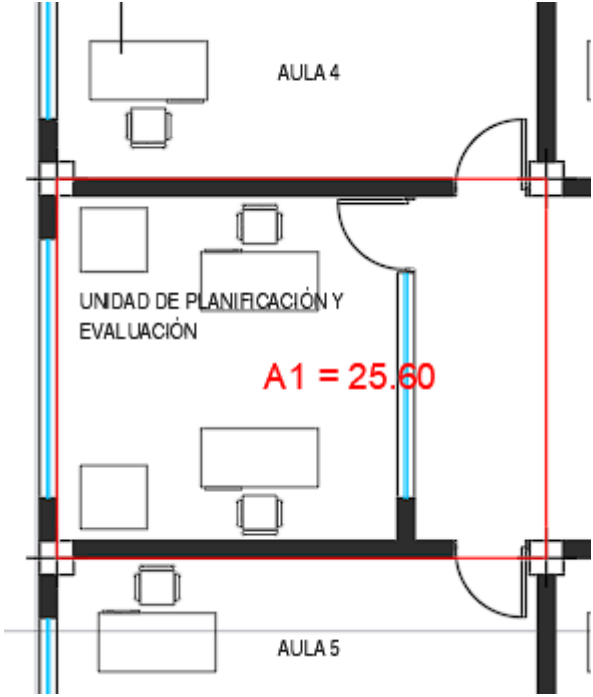
Se empleó el método de cuantificar las cargas de las paredes que están fuera de los ejes y dividir para el área del tablero de losa donde se encuentran ubicadas.

Figura 25: Tipos de pared



Fuente: Santiago Meléndez

Figura 26: Tablero muestra para cuantificación de cargas de paredes que están fuera de ejes



Fuente: Santiago Meléndez

Tabla 38: Cálculo peso propio de paredes en losa

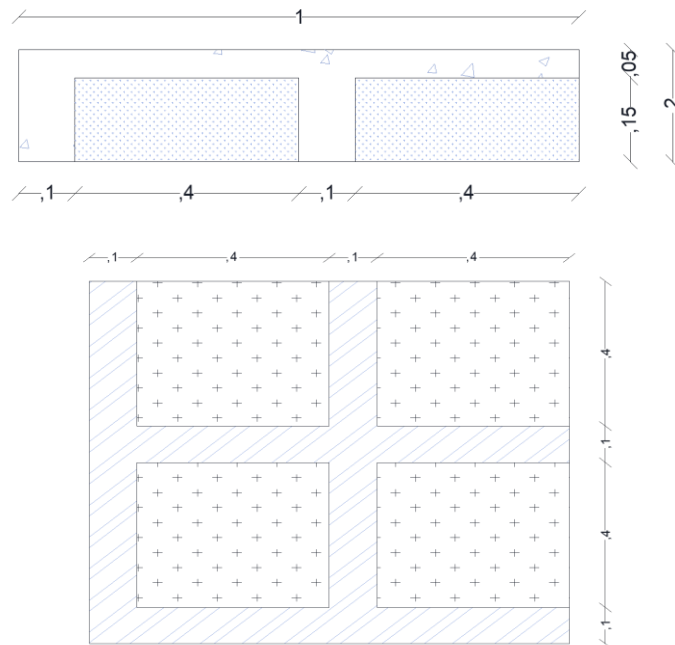
Peso propio de paredes							
Tipo	elementos	dimensiones (m)		eso específico	peso total	longitud	total
		altura	espesor	Kg/m ³	Kg/m	m	Kg
1	pared	2.8	0.15	1600	672	0.5	336
2	pared	1.5	0.15	1600	373.52	2.67	997.2984
	vidrio	1.3	0.004	2600			
peso total (Kg)							1333.2984
area de lotablero (m ²)							25.6
Sobrecarga (Kg/m ²)							52

Fuente: Santiago Meléndez

Se considera que el peso de las paredes sobre vigas se la distribuirá en las mismas.

2.2.5.1.2 Carga de Losa

Figura 27: Detalle de losa alivianada por metro cuadrado



Fuente: Santiago Melendez

$$PP_{Loseta} = 0,05m * 1m * 1m * 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_{Nervios} = 0,1m * 0,15m * 3,6m * 2400 = 129,6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Bloques} = 8 * 8 = 64 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Alisado y cielo raso} = 0,03m * 1m * 1m * 1900 = 57 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0,015m * 1m * 1m * 1600 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{Losa} = 394,6 \text{ kg/m}^2$$

2.2.5.1.3 Cargas vivas

Estos valores son asignados de acuerdo a la norma ecuatoriana de construcción de acuerdo al tipo de ocupación

Tabla 39: Cargas vivas de acuerdo al tipo de ocupación

CV (kg/m ²)	OCUPACIÓN O USO	OBSERVACIÓN
200	aulas	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
480	corredores primer piso	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
480	Salas de archivo y computación	NEC SE CG. T9 Edificios de oficina
290	Estanterías	NEC SE CG. T9 Bibliotecas
400	corredores segundo piso	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
200	aulas	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
70	cubiertas planas, inclinadas y curvas	NEC SE CG. T9 Cubiertas

Fuente: NEC Cargas no Sísmicas, Página 25

2.2.5.2 Cargas sísmicas

De acuerdo al mapa proporcionado por la NEC SE DS, como se puede observar en la figura 13, en la cual se muestra el mapa ecuatoriano con las distintas divisiones y sus correspondientes zonas sísmicas, la ciudad de Ambato está emplazada de acuerdo a este mapa en una zona V, catalogada como alta peligrosidad, a la cual se le da un factor de 0.4, como se puede observar en tabla 13.

De acuerdo a estudios realizados por la Universidad Técnica de Ambato, realizado por Karina Freire, en el documento del “Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato”, la estructura se encuentra construida en un suelo clasificado como tipo D en la Norma Ecuatoriana de la Construcción,

mediante el tipo de suelo y de acuerdo a tablas de la NEC se van dando los coeficientes de amplificación de suelo.

De acuerdo al sitio de emplazamiento de la estructura mediante tablas de la NEC-SE-DS, se recabaron los siguientes datos:

Tabla 40: Factor zona y suelo.

Z(g)	0.4	Facto en función de la zona sísmica - Tabla 13
Fa	1.2	Factor de sitio - Tabla 15
Fd	1.19	Factor de sitio - Tabla 16
Fs	1.28	Factor de sitio - Tabla 17

Fuente: Santiago Meléndez

En la tabla 41 se puede observar los datos ingresados para la obtención del espectro NEC, mientras que en la tabla 42 y 43 se muestran los datos utilizados para obtener la gráfica del espectro NEC y el determinista respectivamente.

Tabla 41: Datos de la estructura

CORTANTE BASAL Y ESPECTRO DE DISEÑO NEC 15		
UBICACIÓN:	AMBATO	
S. ESTRUCTURAL:	APORTICADA EN H.A CON VIGAS DESCOLGADAS	
SUELO:	D	
OCUPACIÓN:	Centro Educativo UTA-FICM	NEC-SE-DS
Z(%g):	0.4	3.1.1
Fa:	1.2	3.2.2.a
Fd:	1.19	3.2.2.b
Fs:	1.28	3.2.2.c
η:	2.48	3.3.1
r:	1	3.3.1
Ct:	0.055	6.3.3
alpha:	0.9	6.3.3
hn:	12.24	Plano arquitectónico
Ta1(s)=	0.524	0.681
T0(s)=	0.127	
Tc(s)=	0.698	
Sa(%g)=	1.1904	
RED.ACELE=		
I=	1.3	4.1

R=	8	6.3.4
ϕ_p =	0.9	
ϕ_E =	1	
C(%)=	0.2149	ETABS
k=	1.012	

Fuente: Santiago Meléndez

Tabla 42: Espectro NEC

ESPECTRO ELÁSTICO			
T(s)	Sa(%)		
0	0	2.4	0.346
0.1	1.040	2.5	0.332
0.2	1.190	2.6	0.320
0.3	1.190	2.7	0.308
0.4	1.190	2.8	0.297
0.5	1.190	2.9	0.287
0.6	1.190	3	0.277
0.698	1.190	3.1	0.268
0.7	1.187	3.2	0.260
0.8	1.039	3.3	0.252
0.9	0.923	3.4	0.244
1	0.831	3.5	0.237
1.1	0.756	3.6	0.231
1.2	0.693	3.7	0.225
1.3	0.639	3.8	0.219
1.4	0.594	3.9	0.213
1.5	0.554	4	0.208
1.6	0.519	4.1	0.203
1.7	0.489	4.2	0.198
1.8	0.462	4.3	0.193
1.9	0.437	4.4	0.189
2	0.416	4.5	0.185
2.1	0.396	4.6	0.181
2.2	0.378	4.7	0.177
2.3	0.361	4.8	0.173
		4.9	0.170
		5	0.166

Fuente: Santiago Meléndez

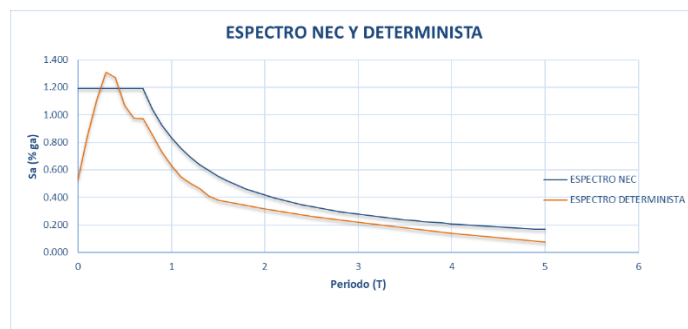
Tabla 43: Espectro Determinista

ESPECTRO DETERMINISTA	
T(s)	Sa(g)
0	0.5304
0.1	0.8452
0.2	1.1047
0.3	1.3089
0.4	1.2721
0.5	1.0687
0.6	0.9737
0.7	0.9694
0.8	0.8542
0.9	0.7283
1	0.6275
1.1	0.5484
1.2	0.5034
1.3	0.4623
1.4	0.4075
1.5	0.3804
2	0.3179
2.5	0.263
3	0.2183
4	0.1392
5	0.0744

Fuente: Karina Freire, Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato, Capítulo IV, Página 89

La figura 28 indica el espectro de respuesta de acuerdo a los datos ingresados con periodo de retorno de 475 años, justo al cual se observa el espectro determinista obtenido de acuerdo a estudios realizados por la Universidad Técnica de Ambato.

Figura 28: Espectro de respuesta.



Fuente: Santiago Meléndez

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Grado de vulnerabilidad método cualitativo

3.1.1.1 Inspección FEMA 154

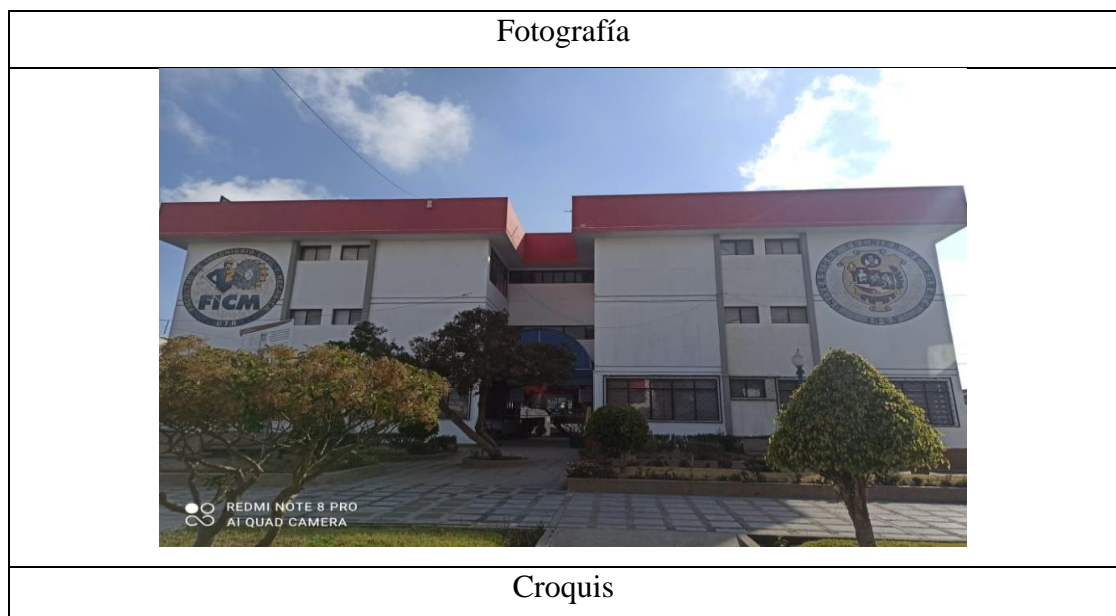
Como se explicó en capítulos anteriores se aplicará FEMA 154 para determinar el grado de vulnerabilidad de forma rápida, de acuerdo a la zona de ubicación de la estructura la peligrosidad sísmica del sitio es alta, clasificando a la estructura C1 que pertenece a edificios de hormigón resistente a momentos. [13]

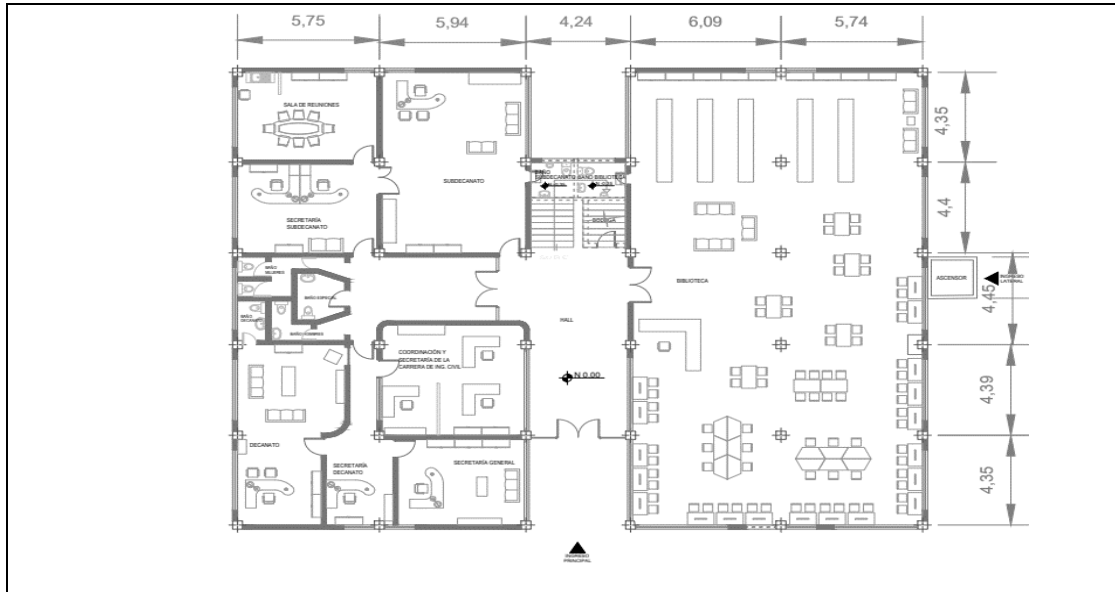
3.1.1.1.1 Primer nivel

Nivel en el cual se consideran las irregularidades estructurales, riesgos de suelo, deslizamiento, así como también daños estructurales.

Inicialmente debemos colocar una fotografía de la estructura con esquemas en planta y elevación lo cual estará en la parte de anexos.

Figura 29: Inspección FEMA 154.





Fuente: Santiago Meléndez

A continuación, debemos llenar la información de la estructura como se observa en la siguiente figura.

Figura 30: Inspección FEMA 154.

Dirección:	UTA - FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CAMPUS HUACHI CHICO		
Otros identificadores:	AVENIDA LOS CHASQUIS		
Uso:	EDIFICIO EDUCATIVO		
latitud:	22.347637 °	Longitud:	-44.277946°
Ss:	S1:		
Evaluadores:	SANTIAGO MELÉNDEZ	Fecha/Hora:	23 NOVIEMBRE 2020
N° pisos: Sobre NPT:	4	Bajo NPT:	0
Área total en planta: (m2)	594.17	Año de construcción:	1988 <input type="checkbox"/> EST
Ampliaciones:	<input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción		
Ocupación:	<input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamenta		
Serv. Públicos	Almacenamiento	Educación	Residencial, # Unidades:
Tipo de suelo:	<input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom.) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) <input type="checkbox"/> DNK (Asumir Tipo D)		
Peligros geológicos:	Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK		
Ruptura de superficie:	Si/No/DNK		
Adyacencia:	<input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos		
Irregularidades:	<input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) PRESENTE COLUMNAS CORTAS <input type="checkbox"/> En planta (tipo) SIMÉTRICA		
Peligros exteriores:	<input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros		
COMENTARIOS	ASCENSOR ANCLADO A LA ESTRUCTURA EXISTE SIMETRÍA EN PLANTA Y ELEVACIÓN		
<input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad			

Fuente: Santiago Meléndez

De acuerdo al sistema estructural establecido por FEMA 154, el tipo a utilizarse en nuestra edificación es el C1, que corresponde a edificios de hormigón resistente a momentos, en la figura 31 se considera el tipo de estructura junto con los tipos de

irregularidades, en elevación y en planta, también se tomara en cuenta el tipo de suelo que de acuerdo al ensayo SPT es un tipo D, los parámetros restantes que se observan en la figura tales como Pre-Código y Post Referencia, quiere decir a la norma con la cual posiblemente fue diseñada la edificación, estas son normas establecidas antes del año 2000 y luego del año 2000 respectivamente, teniendo en cuenta que son normas americanas no se las marcara.

Figura 31: Inspección FEMA 154.

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

Fuente: Santiago Meléndez

Finalmente, para terminar la inspección en el primer nivel completamos la información que se muestra en la figura 32, esta información nos permite conocer si la estructura necesita o no análisis estructurales más detallados, o si presenta amenazas no estructurales.

Figura 32: Inspección FEMA 154.

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?	Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresos	<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)	<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes	<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable
Fuente del tipo de suelo: TIPO D		<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes
Fuente de los Peligros Geológicos persona contacto:		<input checked="" type="checkbox"/> No
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?	<input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F	Se recomienda una Evaluación No Estructural?
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 0.5	<input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada
		<input checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe		

Fuente: Santiago Meléndez

De acuerdo al puntaje obtenido en base a S, FEMA presenta la probabilidad de colapso, si S da 3 la edificación tiene una probabilidad de 1 en 1000 (10^3), si el puntaje es de 2 la probabilidad de colapso es 1 en 100 (10^2). El valor obtenido para S en nuestro análisis es de 0.4 lo que quiere decir que la probabilidad de colapso es de 1 en 2.5 ($10^{0.4}$), es decir que existe la probabilidad de colapso de un 40%.

En la siguiente figura se puede observar toda la información completa del primer nivel para nuestra estructura.

Figura 33: Inspección FEMA 154.

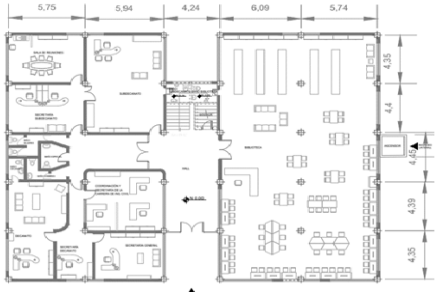
Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. Nivel 1
 FEMA P-154, Formulario de recolección de datos ALTA SISMICIDAD

FOTOGRAFIA



Dirección: UTA - FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CAMPUS HUACHI CHICO
Código Postal: _____
Otros identificadores: AVENIDA LOS CHASQUIS
Uso: EDIFICIO EDUCATIVO
latitud: 22.347637° **Longitud:** -44.277946°
Ss: _____ **S1:** _____
Evaluadores: SANTIAGO MELÉNDEZ **Fecha/Hora:** 23 NOVIEMBRE 2020
N° pisos: Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 **Año de construcción:** 1988 EST
Área total en planta: (m2) 594.17 **Año código:** _____
Ampliaciones: Ninguna Si, año de construcción
Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. Histórica Refugio
 Industrial Oficinas Educación Gubernamenta
 Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades: _____
Tipo de suelo: A (roca dura) B (roca prom.) C (Suelo denso)
 D (suelo rígido) E (suelo suave) F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)
Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK
 Ruptura de superficie: Si/No/DNK
Advancia: Golpeteo Objetos peligrosos al caer de edif. más altos
Irregularidades: En elevación (tipo/severidad) PRESENTA COLUMNAS CORTAS
 En planta (tipo) SIMÉTRICA
Peligros exteriores: Chimeneas no ancladas Revestimientos pesados
 Antepedios, barandas Anexos Otros _____
COMENTARIOS
 ASCENSOR ANCLADO A LA ESTRUCTURA
 EXISTE SIMETRÍA EN PLANTA Y ELEVACIÓN
 Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad

CROQUIS



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

PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin $1.5 - 0.5 - 0.6 = 0.4 = SL1$

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresos Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: TIPO D Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona contacto: _____ EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 0.5 Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No	Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK

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

Fuente: Santiago Meléndez

3.1.1.1.2 Segundo nivel

En el nivel anterior se ha determinado que la estructura es vulnerable ante eventos sísmicos y es necesario la intervención de un profesional de diseño sísmico, en la presente investigación se detallara el siguiente nivel para tener más claro la vulnerabilidad de la estructura.

Figura 34: Inspección FEMA 154.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)	
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		ALTA SISMICIDAD	
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.			
Nombre edificio: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	Puntaje Final Nivel 1: 0.4	SL1=	0.4
Inspector: SANTIAGO MELÉNDEZ	Modificadores de irregularidad Nivel 1:	Vertical Irregularity, VL1 =	- 0.5
Fecha/Hora: 23 NOVIEMBRE 2020	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	Irregularidad en planta, PL1 =	- 0.6
		S=(SL1-VL1-PL1)=	1.5

Fuente: Santiago Meléndez

A continuación, se tomará en cuenta la irregularidad de la edificación en elevación si esta existiera, en el presente trabajo se la ha penalizado solo por tener columnas cortas.

Figura 35: Inspección FEMA 154.

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro	-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	VL2 = - 0.5 (Tope en -1.2)	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5		

Fuente: Santiago Meléndez

En la figura 36 solo se ha tomado en cuenta el golpeteo, con el valor mínimo de 0.5 como medida de seguridad, ya que el ascensor está anclado a la estructura.

Figura 36: Inspección FEMA 154.

regularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)		-0.7	PL2 = Tope en -1.1
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí		-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.		-0.4	
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta		-0.4	
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0.7	
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.		0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	-1	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.
		Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	-1	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.		-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readequación)		0.3	
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)		0.3	
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.		-0.4	
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda		1.2	
Readequación	Una readequación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4	M = -0.5
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S + VL2 + PL2 + M) ≥ S _{mín} : 1.5-0.5-0.5 = 0.5 S _{mín} = 0.3				Transferir a formulario 1

Fuente: Santiago Meléndez

Finalmente se completará la parte de peligros no estructurales observables.

Figura 37: Inspección FEMA 154.

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

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa el puntaje para el nivel 2 es de 0.5, con lo que se puede decir que, como resultado, la probabilidad de colapso de la estructura es del 31%.

En la figura 38 se observa el formato completo del segundo nivel de FEMA 154.

Figura 38: Inspección FEMA 154.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.				
Nombre edificio: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Puntaje Final Nivel 1: SL1= 0.4		Vertical Irregularity, VL1 = -0.5 Irregularidad en planta, PL1 = -0.6		
Inspector: SANTIAGO MELÉNDEZ Modificadores de irregularidad Nivel 1:		Irregularidad en planta, PL1 = -0.6		
Fecha/Hora: 23 NOVIEMBRE 2020		PUNTAJE BASE AJUSTADO: S=(SL1-VL1-PL1)= 1.5		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	VL2 = -0.5 (Tope en -1.2)
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5		
Irregularidad torsional, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)	-0.7	PL2 = Tope en -1.1	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4		
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7			
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	-1	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	-0.5		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)	0.3		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ S _{mín} : 1.5-0.5-0.5 = 0.5 S _{mín} = 0.3		Transferir a formulario 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si" o "No")	si	no	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existen revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
Comentarios				

Fuente: Santiago Meléndez

3.1.1.2 Inspección visual rápida NEC 2015

La norma ecuatoriana de la construcción en base a FEMA 154, también nos brinda un formato para poder conocer de forma visual la vulnerabilidad estructural, como se puede observar en las figuras, la NEC consta de un solo nivel de investigación. [2]

De igual forma que la inspección FEMA, se coloca la información y el esquema de la edificación.

Figura 39: Inspección NEC.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES		
	DATOS DE EDIFICACION:	
	Dirección: AVENIDA LOS CHASQUIS	
	Nombre de la edificación: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
	Sitio de referencia: UTA CAMPUS HUACHI	
	Tipo de uso: EDIFICIO EDUCATIVO	Fecha de evaluación: 23 NOVIEMBRE 2020
	Año de construcción: 1988	Año de remodelación:
	Área construida en m ² : 594.17	Número pisos:
	DATOS DEL PROFESIONAL	
	Nombre del evaluador: SANTIAGO MELÉNDEZ	
	C.I. 1803826716	
Registro senescyt:		

Fuente: Santiago Meléndez

Posteriormente se identifica el sistema estructural, para nuestro proyecto será un pórtico de hormigón armado perteneciente a la categoría C1.

Figura 40: Inspección NEC.

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin	C3	Portico acero doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado	PC	Portico acero laminado con muros	S4
				Portico acero con paredes mamposteria	S5

Fuente: Santiago Meléndez

El tipo de estructura nos brinda los puntajes básicos y finales teniendo en cuenta la altura de la estructura que para nuestro caso es 4 pisos, considerado una estructura de mediana altura, también se considera irregularidades tanto en planta como en elevación, a más de esto es necesario tener en cuenta el año de construcción, junto con el tipo de suelo, con todos los datos ya especificados de obtiene el puntaje final S.

Figura 41: Inspección NEC.

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	0.8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	-0.2
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Postcodigo moderno (constrido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	1.0
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S					0.3									

Fuente: Santiago Meléndez

En base al puntaje final, S es menor a 2 y de acuerdo a la figura 38, esto indica que el grado de vulnerabilidad de la estructura es alto.



Figura 42: Inspección NEC.

GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA		
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluacion especial	X
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad	
S > 2,5	Baja vulnerabilidad	
		Firma responsable Evaluacion

Fuente: Santiago Meléndez

Los puntajes modificadores pueden aportar o restar valores, para nuestro proyecto los modificadores de irregularidad en planta y elevación junto con el tipo de suelo han restado puntaje, al ser una estructura de mediana altura (4 pisos), si aporta un valor ya se consideran riesgosas ante eventos sísmicos, otro modificador que no apporto es el año de construcción por estar en etapa de transición y no se tenían en cuenta requisitos de diseño y modelación que se adoptaron en el 2001. [3]

Figura 43: Inspección NEC.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																											
														DATOS DE EDIFICACION:													
														Direccion: AVENIDA LOS CHASQUIS													
														Nombre de la edificación: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL													
														Sitio de referencia: UTA CAMPUS HUACHI													
														Tipo de uso: EDIFICIO EDUCATIVO				Fecha de evaluación: 23 NOVIEMBRE 2020									
														Año de construcción: 1988				Año de remodelación:									
														Area construida en m2: 594.17				Numero pisos:									
														DATOS DEL PROFESIONAL													
														Nombre del evaluador: SANTIAGO MELÉNDEZ													
														C.I. 1803826716													
Registro senescyt:																											
																											
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																											
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1																						
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2																						
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin	C3	Portico acero doblado en frío	S3																						
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado	PC	Portico acero laminado con muros	S4																						
				Portico acero con paredes mamposteria	S5																						
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S																											
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5														
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2														
ALTURA DE EDIFICACION																											
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0														
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4														
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8														
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION																											
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0														
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5														
CODIGO DE LA CONSTRUCCION																											
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2														
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0														
Postcodigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0														
TIPO DE SUELO																											
Tipo de suelo C	0.0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4														
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4														
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8														
PUNTAJE FINAL, S																											
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																											
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requierte evaluacion especial										X																
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad																										
S > 2,5	Baja vulnerabilidad																										
													Firma responsable Evaluacion														

Fuente: Santiago Meléndez

La vulnerabilidad obtenida no es confiable, ya que nuestro país considera que una estructura es sismorresistente, si esta es construida con códigos actuales, lo cual no es real ya que existen varias construcciones en todo el país o bien realizadas con códigos o normas antiguas o construidas informalmente, sin garantizar parámetros en normas actuales.

3.1.2 Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo

En base a datos obtenidos en el capítulo 2, mediante la utilización del software ETABS, se realizará un análisis lineal y no lineal a la Facultad de ingeniería Civil, este análisis se lo hará cumpliendo estándares brindados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con la finalidad de indicar como varia el grado de vulnerabilidad de acuerdo a las características del modelo y la demanda.

3.1.2.1 Conformación Estructural

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, está conformada actualmente de tres pisos, para el presente proyecto se tomará en cuenta un piso adicional, el cual esta propuesto por las autoridades de la universidad, el piso adicional está conformado por una losa con placa colaborante, esta losa se ubicará en el nivel +9.18, actualmente en este nivel existe una losa alivianada en la parte de los baños y grada, la cual será derrocada para la construcción de la losa con placa colaborante en todo el nivel, adicionalmente en la parte superior se construirá una cubierta metálica, considerando dicha ampliación la estructura tendrá una altura de 12.24 m.

3.1.2.2 Definición de materiales

La resistencia a la compresión del hormigón se determinó mediante el ensayo esclerométrico arrojando $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para la resistencia a fluencia se toma el valor establecido del acero corrugado que es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, y para los perfiles metálicos se considera un acero A36 con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.2.3 Definición de secciones

Aparte de las secciones ya descritas en las tablas 29 y 30 es necesario detallar los siguientes elementos estructurales que serán utilizadas en el modelado de la ampliación, estos materiales serán ingresados en el software ETABS.

Tabla 44: Elementos estructurales utilizados en el modelo

NIVEL	SECCIÓN	MATERIAL	TIPO
N+12.24	VIGA IPE 270	Acero A36	Principal
	VIGA IPE 220	Acero A36	Secundaria
N+ 9.18	losa deck	f'c=280 kg/cm ² Acero A36	Losa entrepiso
N+3.06 N+6.12	losa 20 cm	f'c=280 kg/cm ² fy=4200 kg/cm ²	Losa alivianada

Fuente: Santiago Melendez

3.1.2.4 Periodo de vibración

Para verificar que la estructura actúe efectivamente ante un evento sísmico, es necesario chequear el periodo fundamental de vibración, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sección 6.3.3, indica que no puede exceder 1.3 veces el periodo calculado con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * H_n^\alpha \quad \text{Ec 66}$$

Donde:

T_a = Periodo efectivo de Vibración

C_t = Coeficiente en función del tipo de Edificio NEC-SE-DS pg 65

α = Coeficiente en función del tipo de Edificio NEC-SE-DS pg 65

H_n = Altura de la estructura

$$T_a = 0.055 * 12.24^{0.9}$$

$$T_a = 0.5240 \text{ sg}$$

Considerando la NEC, en donde indica $1.3 T_a$ entonces:

$$T_a = 1.3 * 0.5240$$

$$T_a = 0.6812$$

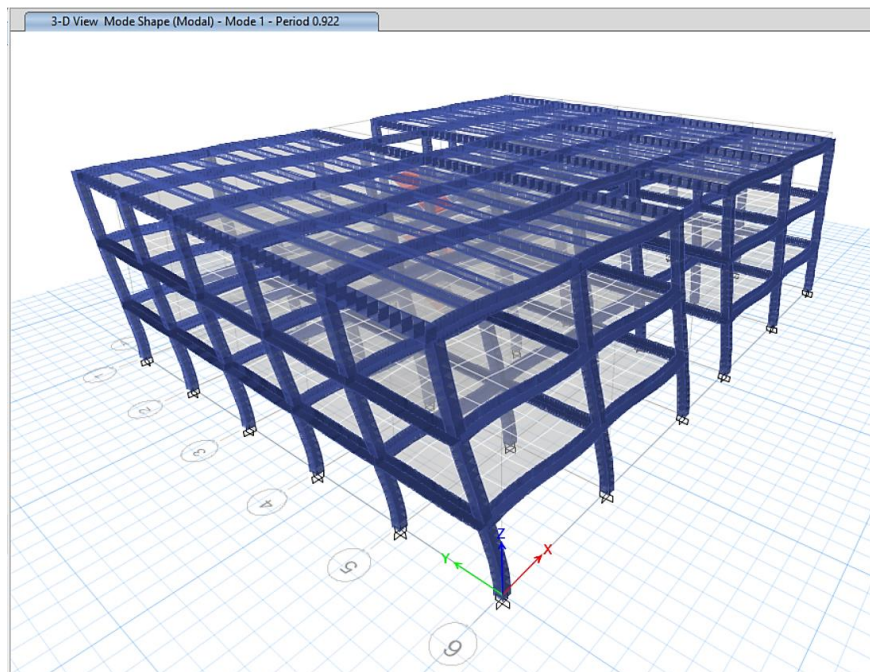
Como se puede observar en la figura 44 el periodo obtenido mediante un análisis modal de la estructura es de 0.922, tomando en cuenta estos parámetros se determina que el periodo de vibración de la estructura excede lo permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

$$T_a \leq T_{modal} \leq 1.3 * T_a$$

$$0.5240 \leq 0.922 \leq 0.6812$$

NO CUMPLE

Figura 44: Periodo de vibración de la estructura sin estabilizar



Fuente: ETABS

Considerando el movimiento de las masas en todos los sentidos (X+, X-, Y+, Y-) se determinó que el mayor periodo de vibración de la estructura se da en el sentido Y-, dicho valor y sentido será considerado para la obtención de los parámetros que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 45: Periodos de vibración en los sentidos, X+, X-, Y+, Y-

Caso	Modo	Periodo segundos
Modal	1	0.922
MODAL X+	1	0.937
MODAL X-	1	0.94
MODAL Y+	1	0.915
MODAL Y-	1	0.953

Fuente: Santiago Melendez

Como se observa en la tabla 45 el mayor periodo de vibración se da en el sentido Y-, para tener en cuenta el sentido de estudio se puede observar la figura 44, observando que el sentido Y- es hacia el jardín de la facultad, ubicado al frente de la puerta principal de la edificación, este valor es utilizado para saber si está dentro del rango establecido por la NEC-SD-DS, como se observa a continuación.

$$T_a \leq T_{modal} \leq 1.3 * T_a$$

$$0.5517 \leq 0.953 \leq 0.7172$$

NO CUMPLE

3.1.2.5 Masas Acumuladas

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sección 6.2.2, se debe considerar al menos el 90% del total de masa modal acumulada en cada dirección horizontal, para el análisis espectral dinámico, se considera este porcentaje ya que significativamente contribuye a la respuesta total de la edificación. [12]

Tabla 46: Masas Acumuladas

CASO	MODO	PERIODO	SUM UX	SUM UY
Y-	1	0.953	0.6714	0.0005
Y-	2	0.903	0.672	0.849
Y-	3	0.792	0.8411	0.849
Y-	4	0.582	0.8411	0.8494
Y-	5	0.469	0.8412	0.8494
Y-	6	0.398	0.8413	0.8494
Y-	7	0.39	0.8414	0.8494
Y-	8	0.388	0.8415	0.8494
Y-	9	0.37	0.8415	0.8497
Y-	10	0.358	0.8415	0.8499
Y-	11	0.294	0.944	0.8524
Y-	12	0.285	0.9469	0.9465

Y-	13	0.274	0.9473	0.9663
Y-	14	0.253	0.9564	0.9665
Y-	15	0.246	0.9594	0.9671
Y-	16	0.196	0.9709	0.9672
Y-	17	0.172	0.9715	0.9693
Y-	18	0.148	0.9901	0.9696
Y-	19	0.146	0.9912	0.996
Y-	20	0.127	0.9979	0.9963
Y-	21	0.094	0.9979	0.9965

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en la tabla 46 las masas acumuladas de al menos el 90% se cumplen en el onceavo y doceavo modo para el sentido X y el sentido Y respectivamente.

3.1.2.6 Comportamiento Estructural

Es recomendable chequear los tres primeros modos de vibración, de acuerdo al libro de dinámica estructural de Mario Paz, se debe considerar que los dos primeros modos tengan un movimiento traslacional ya que en estos modos, las cargas sísmicas son las más grandes, esperando que la respuesta de la estructura disipe la mayor cantidad de energía sísmica, en el tercer modo se espera un movimiento torsional, esto se considera relacionando el giro estructural Z con el mayor desplazamiento en X o en Y, si esta relación es menor al 30% se considera un movimiento traslacional, caso contrario es un movimiento torsional.

$$\% \text{ Torcion relativa} = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} * 100 \quad \text{Ec 67}$$

$$\% \text{ Torcion relativa} \leq 30\% \text{ (Traslacional)}$$

Tabla 47: Comportamiento de la estructura

CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ	% TORSIÓN	TIPO
MODAL Y-	1	0.953	0.6714	0.0005	0.2453	36.5%	TORSIONAL
MODAL Y-	2	0.903	0.0006	0.8484	0.0111	1.3%	TRASLACIONAL
MODAL Y-	3	0.792	0.1691	0.0001	0.5929	350.6%	TORSIONAL

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en la tabla 47 la recomendación de que debería existir en los dos primeros modos traslación, no cumple ya que en el primer modo de vibración existe torsión en planta.

3.1.2.7 Cortante Basal Estático vs Cortante Basal Dinámico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), sección 6.2.2, describe que el cortante basal dinámico total aplicado en la base no debe ser menor al 80% en estructuras regulares y el 85% en irregulares al cortante estático. [12]

Tabla 48: Cortante Basal Estático vs Dinámico

Cortante basal Estático vs Dinámico				
Tipo	Sentido	Cortante	V dinam/V estat	Observación
Estático	SX	302.65	89%	CUMPLE
Dinámico	ESPEC X	269.55		
Estático	SY	302.65	88.6%	CUMPLE
Dinámico	ESPEC Y	268.29		

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en la tabla 48, el cortante basal estático dividido para el dinámico superan el 85% como considera la NEC-SE-DS, si dichos valores no cumplieran con este parámetro se deben ingresar en el programa en todos los sentidos considerados con la finalidad de calibrar el cortante basal.

3.1.2.8 Deriva de piso

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), sección 4.2.2 indica que las derivas no deben exceder el 2% de la altura de piso en estructuras conformadas de hormigón armado, transformando la deriva elástica en deriva inelástica mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \quad \text{Ec 68}$$

Donde:

ΔM : Deriva Inelástica máxima

ΔE : Desplazamiento a causa de fuerzas laterales reducidas (deriva elástica)

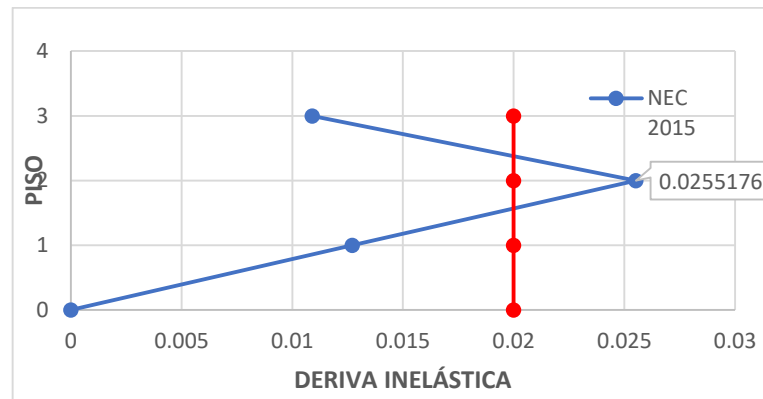
R : factor de reducción de resistencia

Tabla 49: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y

SENTIDO X				
NIVEL	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
9.18	Estática	0.00002118	0.012708	CUMPLE
6.12	Estática	4.25293E-05	0.0255176	NO CUMPLE
3.06	Estática	0.00001816	0.010896	CUMPLE
SENTIDO Y				
9.18	Estática	3.51167E-05	0.02107	NO CUMPLE
6.12	Estática	0.0000496	0.02976	NO CUMPLE
3.06	Estática	2.04333E-05	0.01226	CUMPLE

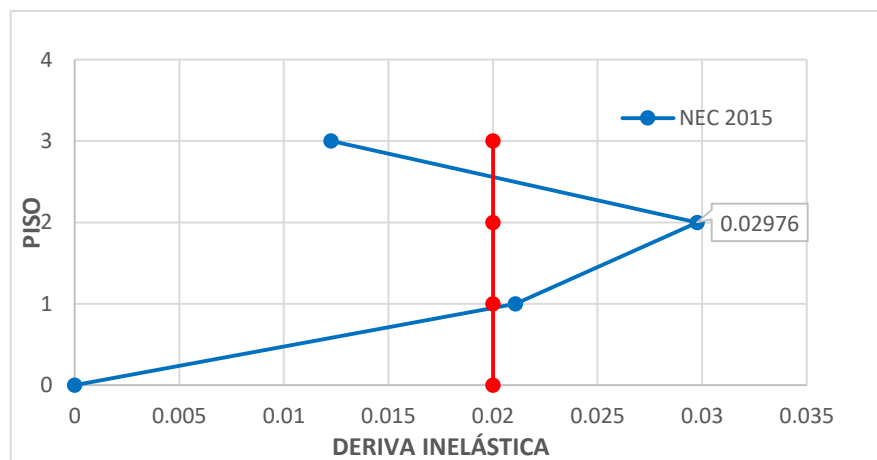
Fuente: Santiago Melendez

Figura 45: Deriva Inelástica por cortante estático en X



Fuente: Santiago Melendez

Figura 46: Deriva Inelástica por cortante estático en Y



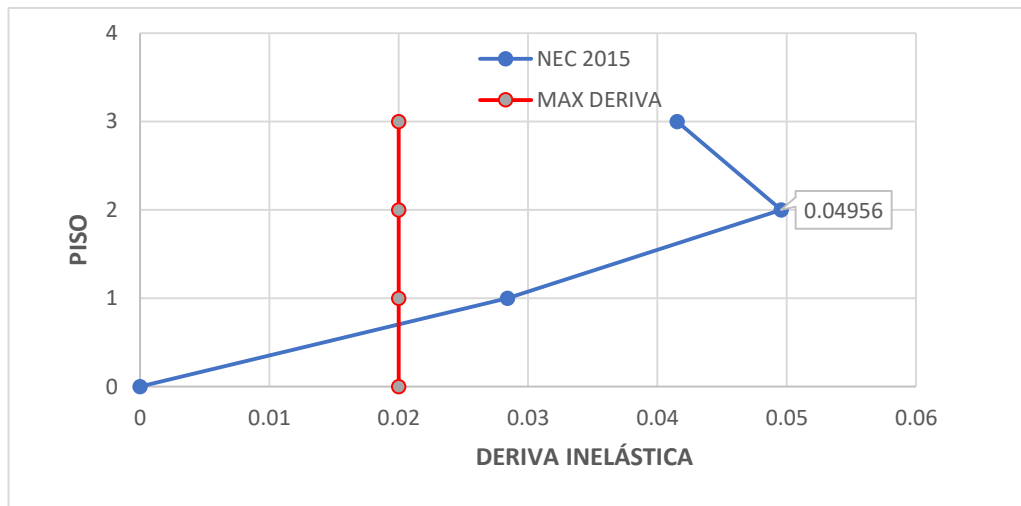
Fuente: Santiago Melendez

Tabla 50: Derivas inelásticas por cortante dinámico en X, Y

SENTIDO X				
NIVEL	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
9.18	Dinámica	0.00004736	0.028416	NO CUMPLE
6.12	Dinámica	0.0000826	0.04956	NO CUMPLE
3.06	Dinámica	6.92133E-05	0.041528	CUMPLE
SENTIDO Y				
9.18	Dinámica	0.00004721	0.028326	NO CUMPLE
6.12	Dinámica	0.00008617	0.051702	NO CUMPLE
3.06	Dinámica	6.32133E-05	0.037928	NO CUMPLE

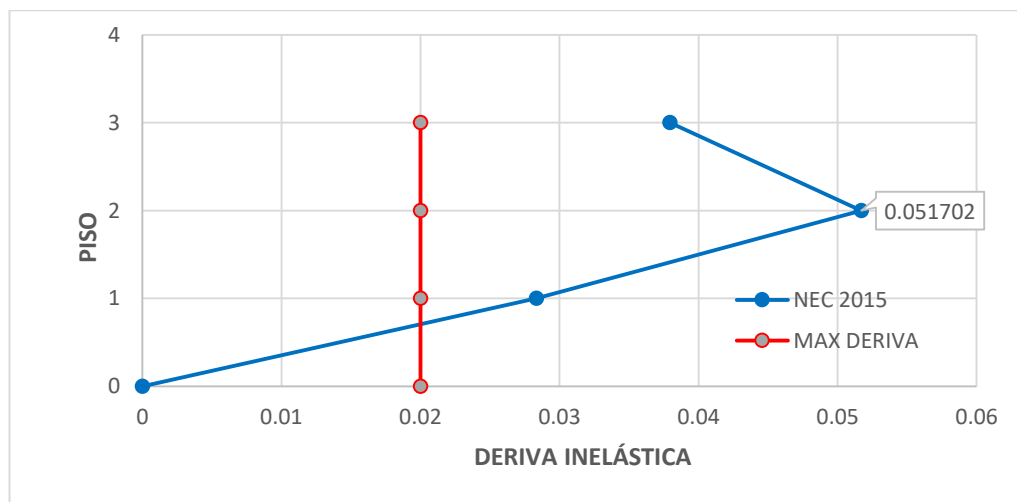
Fuente: Santiago Melendez

Figura 47: Deriva Inelástica por cortante dinámico en X



Fuente: Santiago Melendez

Figura 48: Deriva Inelástica por cortante dinámico en Y



Fuente: Santiago Melendez

Como se observó en las gráficas, las derivas inelásticas exceden el porcentaje permitido por la norma ecuatoriana de la construcción, lo que indica que la estructura necesita un reforzamiento estructural.

3.1.2.9 Reforzamiento de la estructura

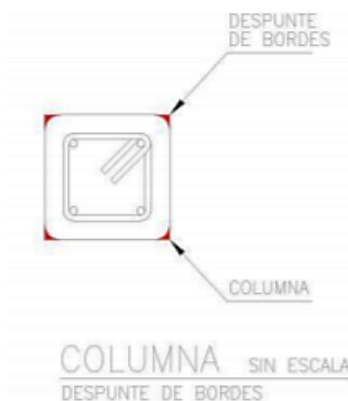
Para la estabilización de la estructura se propone la construcción de muros de corte, y si es necesario incrementar o encamisar los elementos estructurales que conforman el pórtico, con la finalidad de que la estructura cumpla con los parámetros que exige la norma ecuatoriana de la construcción, mejorando así la resistencia y la capacidad ante eventos sísmicos, al ser una estructura esencial, esta debe garantizar la vida de los ocupantes ante un sismo raro ($T= 475$ años). [12]

Como propuesta de reforzamiento se propone un encamisado con estructura metálica, esta técnica es sencilla teniendo como único inconveniente su aspecto arquitectónico.

Es importante determinar las columnas que no soportan las cargas solicitadas por la estructura, a las cuales se les adiciona columnas metálicas, estas están compuestas de ángulos metálicos, platinas o tubos de hierro con rigidizadores, la finalidad es evitar pandeos, aumentando la resistencia de la columna de hormigón en su núcleo. [36]

- Como primer paso es despuntar los bordes de la columna de hormigón existente, con la finalidad de evitar esfuerzos concentrados en los vértices como se puede observar en la siguiente figura:

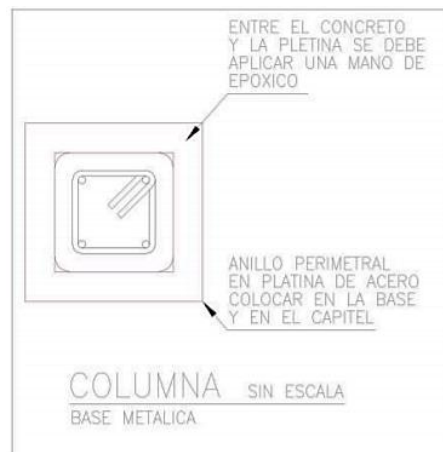
Figura 49: Despunte de los bordes de la columna



Fuente: Eduardo Raigosa, Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales, Página 10

- Se debe tener en cuenta que es necesario utilizar epóxido para mejorar la adherencia entre el hormigón viejo y la platina, este aditivo se coloca en la base del cimientó y el capitel que es prácticamente en donde hace contacto la cabeza de la columna con la viga, así:

Figura 50: Colocación de epóxido



Fuente: Eduardo Raigosa, Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales, Página 11

- Posteriormente se colocan en los cuatro vértices de la columna los ángulos o tubos metálicos, estos deben ir soldados desde la base hasta el capitel.

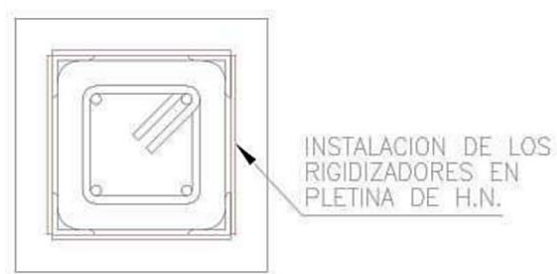
Figura 51: Instalación de los Ángulos Metálicos



Fuente: Eduardo Raigosa, Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales, Página 11

- Adicionalmente se colocan los rigidizadores, estos pueden ser platinas separadas, con la finalidad de evitar pandeos así:

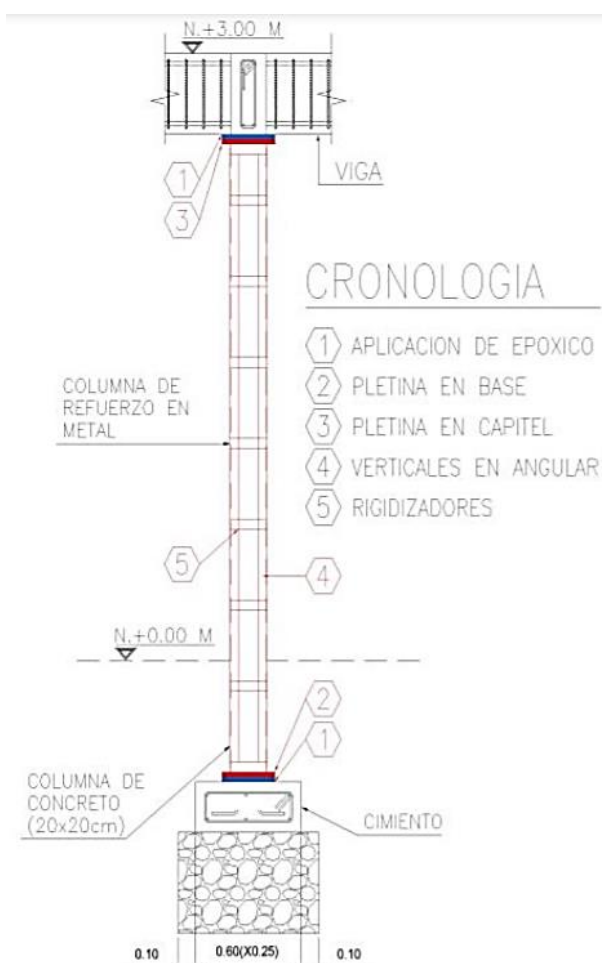
Figura 52: Instalación de los Ángulos Metálicos



Fuente: Eduardo Raigosa, Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales, Pagina 11

En la siguiente figura se puede observar cronológicamente como se realiza el encamisado metálico:

Figura 53: Encamisado con Estructura Metálica



Fuente: Eduardo Raigosa, Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales, Página 11

Tabla 51: Geometría de elementos estructurales utilizados para reforzamiento global.

Tipo de Estructura	Hormigón armado con muros estructurales	
f'c	280	kg/cm2
E	219204.927	kg/cm2
Columnas	35 X 35	cm
Viga X	35 X 35	cm
Viga Y	35 X 35	cm
Losa alivianada	20	cm
losa Deck	6	cm
Muro de corte X	250 x 25	cm
Muro de corte Y	200 x25	cm

Fuente: Santiago Melendez

3.1.2.9.1 Chequeos de elementos estructurales

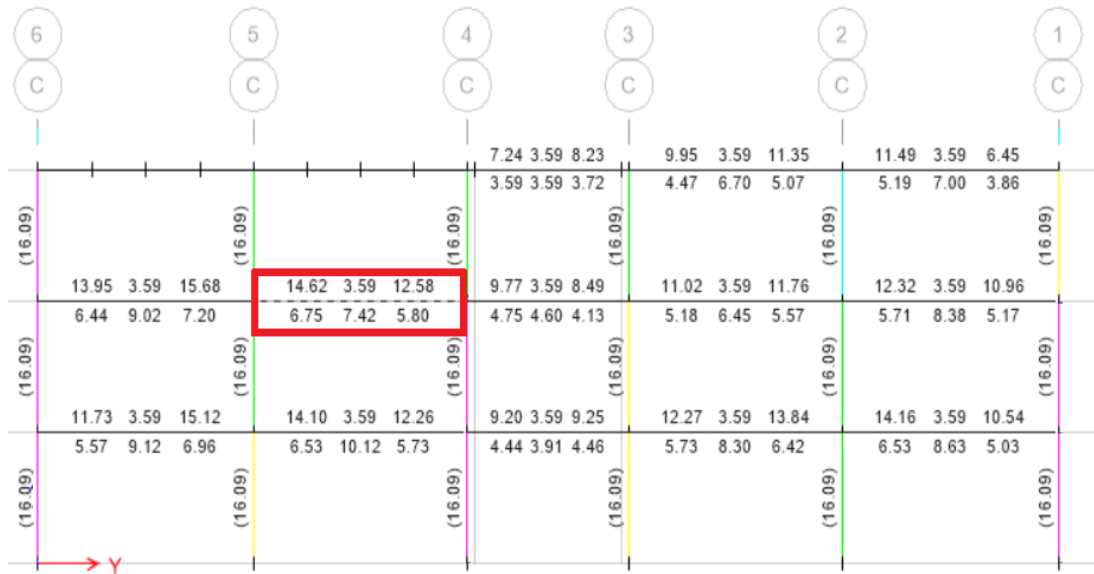
Realizados los chequeos lineales se determina si los elementos estructurales son capaces de soportar solicitaciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, teniendo en cuenta que los elementos estructurales como son vigas y columnas, resistan efectos de cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- 1.4 D D = Carga muerta
- 1.2 D + 1.6 L L = Carga viva
- 1.2 D + 1 L + 1 E E = Carga sísmica
- 0.9 D + 1 E

3.1.2.9.1.1 Chequeo de vigas

Como se observa en la figura 54 se escogió la viga más demandada, la cual está ubicada en el pórtico C.

Figura 54: Viga más Demandada



Fuente: ETABS

De acuerdo a la viga seleccionada se obtuvo los momentos de diseño y el refuerzo requerido como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 52: Refuerzo requerido en vigas

	(-)	(+)	(-)	(+)		
	Momento de diseño (Ton - m)	Momento de diseño (Ton - m)	Refuerzo - momento (cm2)	Refuerzo momento (cm2)	Refuerzo mínimo (cm2)	Refuerzo requerido (cm2)
Superior (+ 2 ejes)	-14.26		14.62	-	3.59	14.62
Inferior (-2 ejes)	-	7.22	-	6.75	3.59	6.75

Fuente: ETABS

La cantidad de acero que se tiene en las vigas a cada extremo es de 7.7 cm² y lo requerido es de 14.26 cm², lo cual no cumple con el reforzamiento a flexión, en la zona central de la viga el armado requerido es de 7.22 cm², y el que se tiene es de 4.62 cm², lo cual requiere de un reforzamiento para llegar a la cantidad de acero que se necesita

El acero que se debe completar en la viga en la parte superior es de 6.56 cm², se utilizará una platina de 125x7 mm cuya área es de 8.75cm² para el reforzamiento superior, en la zona inferior se debe completar con 2.60 cm², se utilizará un ángulo de 50 x 50 x 6, de área de 2.70cm²,

El diagrama de momento – curvatura brinda información necesaria de la capacidad que resistirá la viga, tanto para el momento positivo y negativo, como se puede ver en la tabla 53 y 54 respectivamente.

Tabla 53: Datos de momento curvatura de viga reforzada a momento positivo

Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
My (ton-m)	$\phi(y)$	Mu	$\phi(u)$
9.89	0.0047	14.78	0.175

Fuente: Santiago Meléndez

Tabla 54: Datos de momento curvatura de viga reforzada a momento negativo

Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
My (ton-m)	$\phi(y)$ (1/m)	Mu (ton-m)	$\phi(u)$ (1/m)
15.92	0.00617	16.91	0.233

Fuente: Santiago Meléndez

Tabla 55: Comparación del momento de demanda con el momento resistente

	Momento de demanda (Ton - m)	Momento resistente ϕMy (Ton - m)	Observación
Superior	14.26	14.33	Cumple
Inferior	7.22	8.90	Cumple

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en la tabla 55 el momento resistente de la viga con la cantidad de acero adicional, absorbe el momento de demanda de la viga, con lo cual se demuestra

que la cantidad de acero adicionada a la viga es la adecuada para trabajar correctamente.

3.1.2.9.1.1 Análisis a corte

Se presenta los resultados de las fuerzas cortantes de diseño de la viga reforzada más demandada.

Tabla 56: Comparación del momento de demanda con el momento resistente

Corte/Torsión para Vu2 y Tu				
Refuerzo Avs (cm2/m)	Diseño Vu2 (Ton)	Diseño Tu (Ton-m)	Diseño Mu3 (Ton-m)	Diseño Pu (Ton)
0.1108	17.011	0.051	-14.52	0.00
Fuerzas de Diseño				
Factorizado Vu2 (Ton)	Factorizado Mu3 (Ton)	Diseño Vu2 (Ton)	Capacidad Vp (Ton)	Gravedad Vg (Ton)
13.25	-14.26	17.011	5.07	12.1

Fuente: Santiago Melendez

ACI 318-14 plantea la siguiente ecuación, con la cual podemos determinar el acero de corte mínimo para vigas.

$$A_{v\min} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} \geq 0.035 * \frac{b * s}{f_y} \quad Ec 69$$

Donde:

$A_{v\min}$ = Cortante minimo

$f'c$ = Resistencia a compresion del concreto

b = Base de viga

s = Separacion entre estribos

f_y = Resistencia a la fluencia del acero

$$A_{v\min} = 0.0625 * \sqrt{280kg/cm^2} * \frac{(35 * 10)cm^2}{4200kg/cm^2} \geq 0.035 * \frac{(35 * 10)cm^2}{4200kg/cm^2}$$

$$A_{v\min} = 0.0872 \geq 0.0291$$

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

0.1108 > 0.0754 **CUMPLE**

3.1.2.9.1.2 Chuequeo de Columnas

La columna se encuentra trabajando en una relación de demanda capacidad de 1.074, cuya carga y momento es de 32.48 ton y 7.25 ton-m respectivamente, los ángulos seleccionados para el reforzamiento deben ser tal que absorba completamente la carga de 32.48 ton. La columna reforzada se analizará bajo el diagrama de iteraciones.

3.1.2.9.1.2.1 Diagrama de iteraciones columna reforzada.

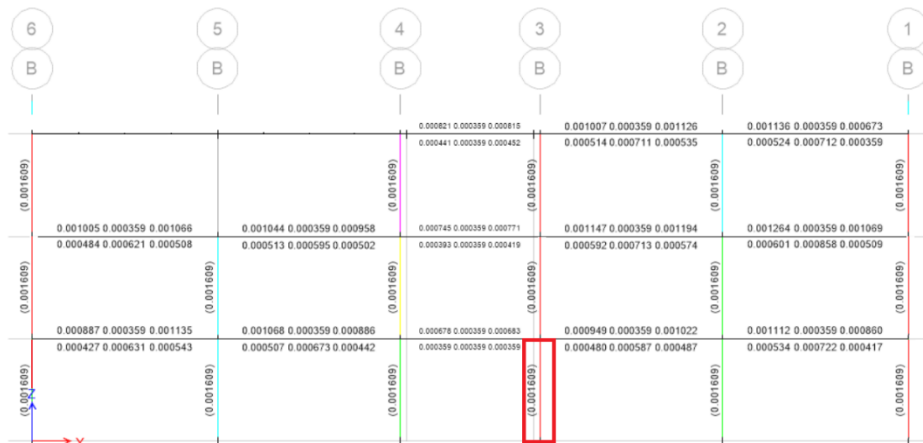
Como se observa en la figura 56 se escogió la columna más demandada ubicada en el pórtico 3-B, esta columna tiene una demanda capacidad de 0.943, lo que se puede observar en la figura 55.

Figura 55: Demanda de columna

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS4	0.000	0.957	0.0292	0.0000
DConS4	144.500	0.228	0.0292	0.0000
DConS4	289.000	0.943	0.0292	0.0000
DConS5	0.000	0.507	0.0292	0.0000
DConS5	144.500	0.233	0.0292	0.0000
DConS5	289.000	0.516	0.0292	0.0000
DConS6	0.000	0.995	0.0292	0.0292
DConS6	144.500	0.227	0.0292	0.0292
DConS6	289.000	0.981	0.0292	0.0292
DConS7	0.000	0.482	0.0292	0.0000
DConS7	144.500	0.111	0.0292	0.0000
DConS7	289.000	0.515	0.0292	0.0000
DConS8	0.000	0.408	0.0292	0.0000
DConS8	144.500	0.113	0.0292	0.0000
DConS8	289.000	0.367	0.0292	0.0000

Fuente: ETABS

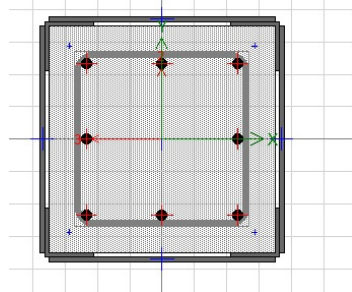
Figura 56: Columna más Demandada



Fuente: ETABS

En la tabla 57 se puede observar las cargas y los momentos de la columna reforzada con ángulos metálicos de 100x100x6mm

Figura 57: Columna reforzada



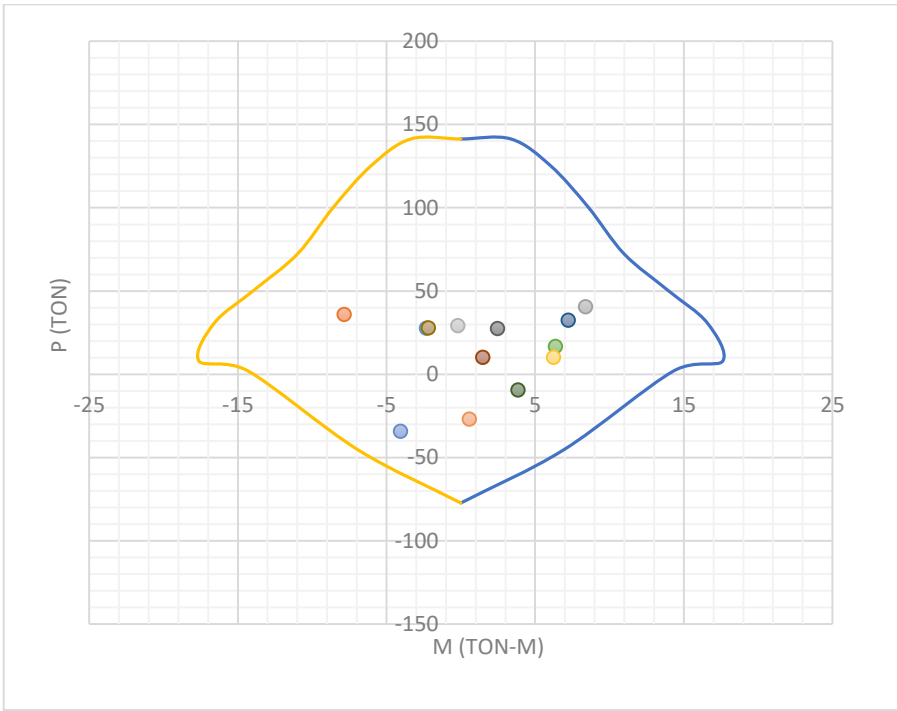
Fuente: SAP

Tabla 57: Puntos del diagrama de iteraciones, columna reforzada de 35x35

Puntos	P (Ton)	M3 (ton-m)	-M3 (ton-m)
1	141.2875	0	0
2	141.2875	3.3782	-3.3782
3	125.1591	6.0443	-6.0443
4	100.4501	8.5629	-8.5629
5	72.3291	10.9795	-10.9795
6	50.5357	13.9133	-13.9133
7	30.6971	16.5926	-16.5926
8	7.9151	17.6148	-17.6148
9	2.0125	14.3201	-14.3201
10	-45.3565	6.9182	-6.9182
11	-77.2845	0	0

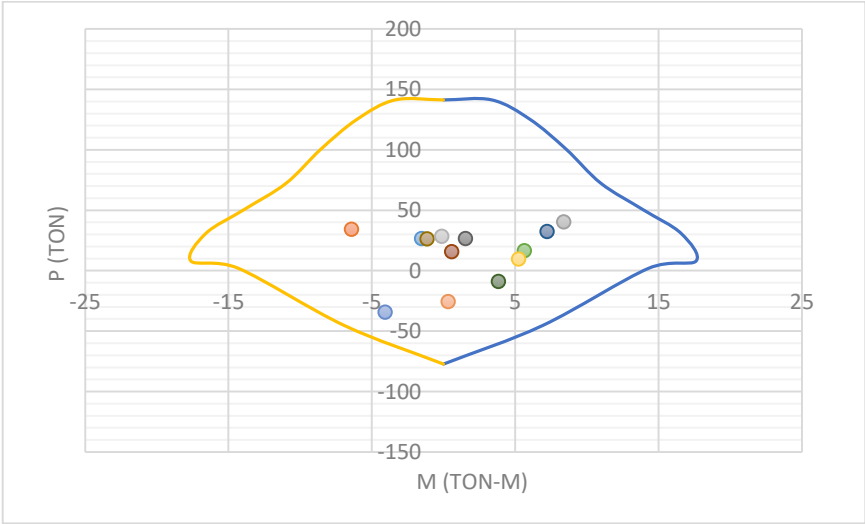
Fuente: Santiago Meléndez

Figura 58: Diagrama momento curvatura sentido X, columna 35x35 reforzada



Fuente: Santiago Meléndez

Figura 59: Diagrama momento curvatura sentido Y, columna 35x35 reforzada



Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en las figuras 58 y 59, las cargas aplicadas a la columna están dentro del diagrama de iteraciones de la columna reforzada, lo que quiere decir que el reforzamiento utilizado en la columna es el correcto.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad Ec 70$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón

b : base de la columna

d : peralte efectivo de la columna

$$d = 35cm - \left(2.5cm + 1cm + \frac{1.6}{2} \right)$$

$$d = 30.7cm$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280kg/cm^2} * 35cm * 30.7cm$$

$$V_c = 9529.31 kg$$

$$V_s = A_v * f_y * \frac{d}{s} \quad Ec 71$$

$$V_s = (2 * 0.785cm^2) * 4200 kg/cm^2 * \frac{30.7cm}{10}$$

$$V_s = 20246.58 kg$$

Donde:

A_v : Área de acero transversal

S : Espaciamiento entre estribos

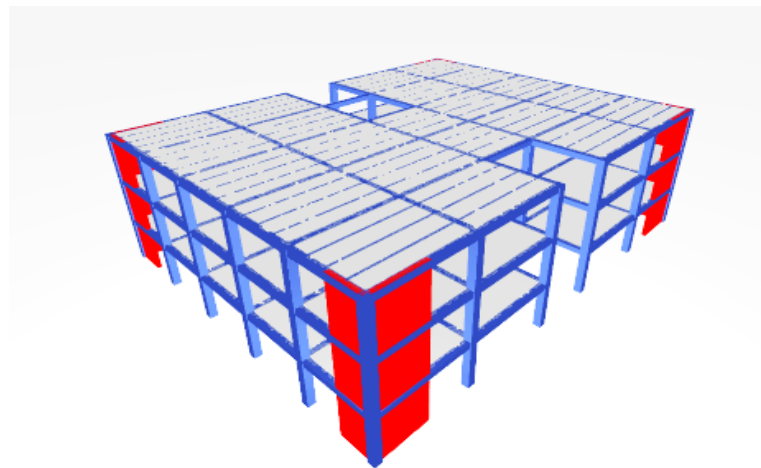
Para chequear los elementos estructurales se regresan las inercias agrietadas a inercias completas (valor de 1), tanto en vigas como en columnas, mediante este chequeo se determinó las secciones óptimas detalladas en la siguiente tabla:

Tabla 58: Cuantía de acero longitudinal en elementos estructurales

Elemento	Secciones cm	Cuantía de acero cm ²
Viga X	35x35	Acero superior = 14.26
		Acero inferior = 7.22
Viga Y	35x35	Acero superior = 14.26
		Acero inferior = 7.22
Columna	35x35	32.16

Fuente: Santiago Melendez

Figura 60: Vista Isométrica



Fuente: ETABS

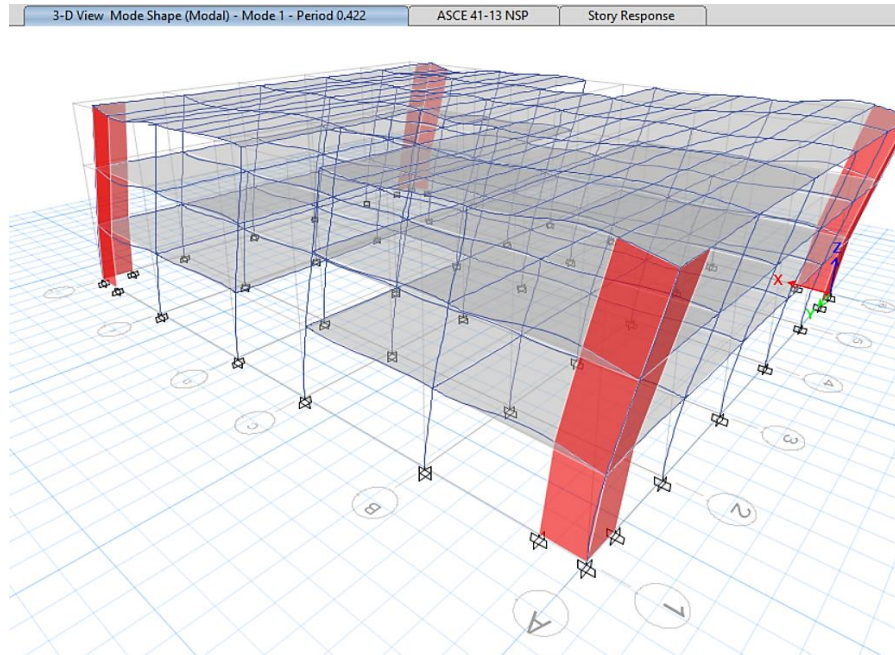
3.1.2.9.1.3 Periodo de vibración

Como se observa en la sección 3.1.2.4 del presente trabajo, con la implementación de muros y encamisado metálico en vigas y en columnas, como se detalla en la sección 3.1.2.9, el periodo de vibración cumple parámetros establecidos por la norma ecuatoriana de la construcción.

$$T_a \leq T_{modal} \leq 1.3 * T_a$$

$$0.360 \leq 0.422 \leq 0.468 \text{ OK}$$

Figura 61: Periodo de vibración de la estructura estabilizada



Fuente: ETABS

3.1.2.9.1.4 Masas acumuladas

Tabla 59: Masas Acumuladas

CASO	MODO	PERIODO	SumUX	SumUY
		sec		
MODAL Y-	1	0.422	0.7689	0.0001
MODAL Y-	2	0.418	0.769	0.7811
MODAL Y-	3	0.295	0.772	0.7818
MODAL Y-	4	0.126	0.772	0.9465
MODAL Y-	5	0.119	0.9533	0.9465
MODAL Y-	6	0.082	0.9533	0.9466

Fuente: Santiago Melendez

Como se observa en la tabla 59, las masas acumuladas de al menos el 90%, se cumplen en el quinto y cuarto modo para el sentido X y el sentido Y respectivamente.

3.1.2.9.1.5 Comportamiento de la estructura

Tabla 60: Comportamiento de la estructura

CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ	% TORSIÓN	TIPO
------	------	---------	----	----	----	-----------	------

MODAL Y-	1	0.422	0.7689	0.0001	0.0029	0.38	TRASLACIONAL
MODAL Y-	2	0.418	0.0001	0.7811	0.0009	0.12	TRASLACIONAL
MODAL Y-	3	0.295	0.003	0.0006	0.7552	25173.33	ROTACIONAL

Fuente: Santiago Meléndez

Como se observa en la tabla 60 al incorporar muros de corte y encamisado metálico en vigas y en columnas, la estructura cumple las recomendaciones del libro dinámica estructural de Mario Paz, en las que indica que los dos primeros modos se muevan de forma traslacional y el tercero modo rotacional.

3.1.2.9.1.6 Derivas de piso

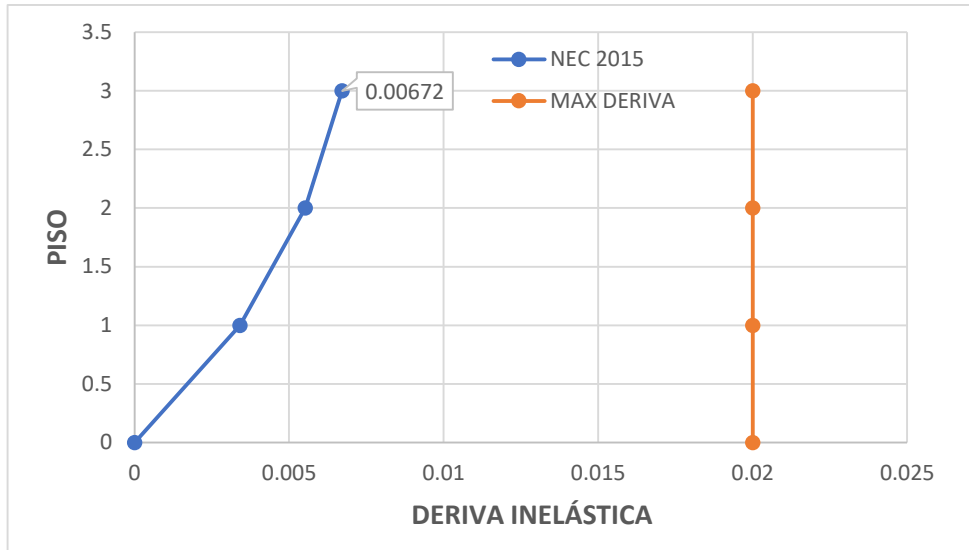
Como se observan en las figuras 62 y 63 las derivas de piso por cortantes estáticos con muros de corte y encamisado metálico en vigas y en columnas, las derivas no superan el 2%, cumpliendo con el reglamento de la NEC 2015.

Tabla 61: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y

SENTIDO X				
NIVEL	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
9.18	Estática	5.6833E-06	0.00341	CUMPLE
6.12	Estática	0.0000092	0.00552	CUMPLE
3.06	Estática	0.0000112	0.00672	CUMPLE
SENTIDO Y				
9.18	Estática	0.00000482	0.002892	CUMPLE
6.12	Estática	0.00000932	0.005592	CUMPLE
3.06	Estática	0.0000101	0.00606	CUMPLE

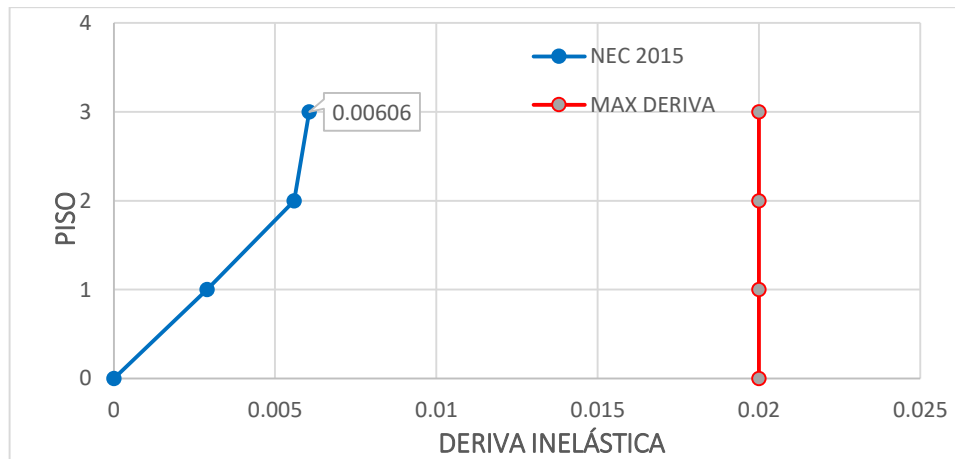
Fuente: Santiago Melendez

Figura 62: Derivas Inelásticas por Cortante Estático Sentido X



Fuente: Santiago Meléndez

Figura 63: Derivas Inelásticas por Cortante Estático Sentido Y



Fuente: Santiago Meléndez

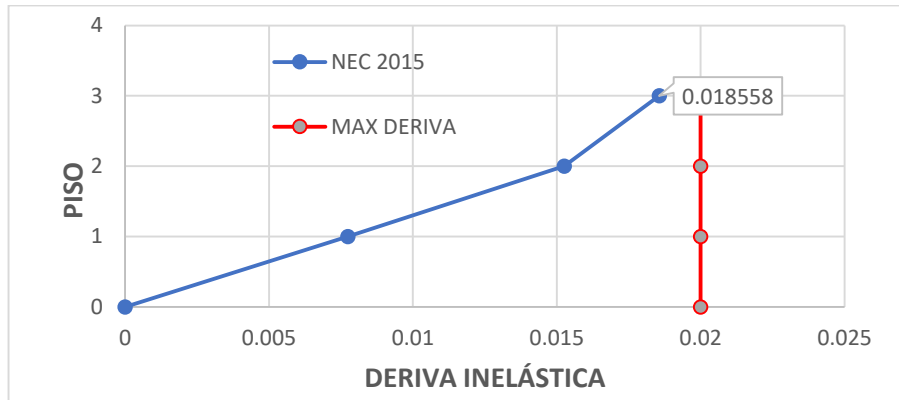
Tabla 62: Derivas inelásticas por cortante estático en X, Y

SENTIDO X				
NIVEL	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
9.18	Dinámica	0.0000129	0.00774	CUMPLE
6.12	Dinámica	0.00002543	0.015258	CUMPLE
3.06	Dinámica	0.00003093	0.018558	CUMPLE
SENTIDO Y				
9.18	Dinámica	1.6533E-05	0.00992	CUMPLE
6.12	Dinámica	2.8342E-05	0.017005	CUMPLE
3.06	Dinámica	3.2533E-05	0.01952	CUMPLE

Fuente: Santiago Meléndez

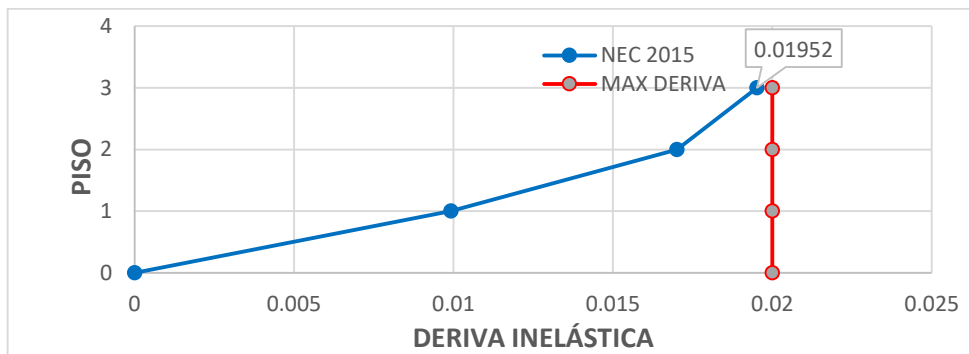
Como se observan en las figuras 64 y 65 las derivas de piso por cortantes dinámicos con muros de corte y encamisado de acero de vigas y columnas, las derivas no superan el 2%, cumpliendo con el reglamento de la NEC 2015.

Figura 64: Derivas Inelásticas por Cortante Dinámico Sentido X



Fuente: Santiago Meléndez

Figura 65: Derivas Inelásticas por Cortante Dinámico Sentido Y



Fuente: Santiago Meléndez

3.1.2.10 Analisis Estatico no lineal

Mediante un análisis de la estructura expuesta a cargas laterales, se conoce la capacidad de la estructura para desplazarse, basado en la linealización equivalente se determinará el punto de desempeño para las demandas aplicadas, esto en el sentido X y en sentido Y. [2]

3.1.2.10.1 Modelo de comportamiento de los materiales

Es necesario chequear las propiedades no lineales establecidas por ETABS, para lo cual primero se revisará las propiedades del acero, como se observa en la figura 66 el programa adopta criterios de aceptación, en donde se observa que cuando la deformación del acero llega a 0.01 marca ocupación inmediata, 0.02 seguridad de vida y 0.05 prevención de colapso, para nuestro modelo se adoptará trabajar con el modelo de Park.

Figura 66: Criterios de aceptación del acero

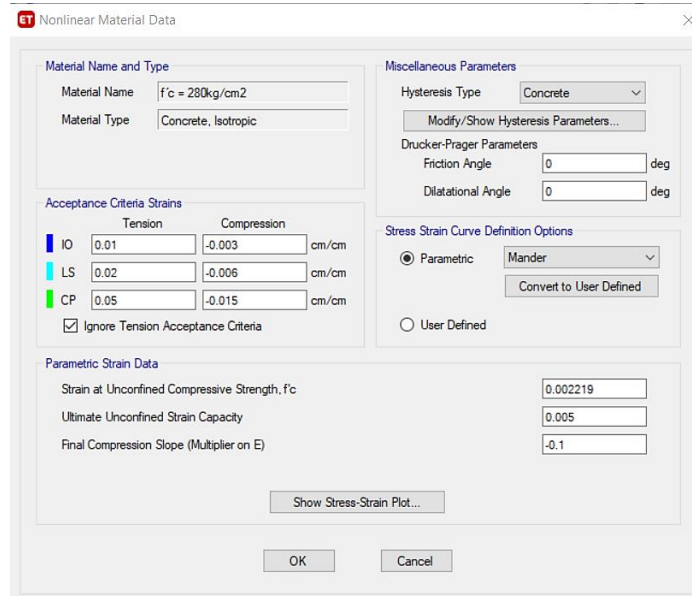
	Tension	Compression	Unit
IO	0.01	-0.005	cm/cm
LS	0.02	-0.01	cm/cm
CP	0.05	-0.02	cm/cm

Fuente: ETABS

Es necesario también chequear las propiedades no lineales del hormigón, el programa ETABS ya define algunos parámetros como es ignorar el trabajo a tracción del hormigón, junto con los parámetros de aceptación, como la deformación última del concreto sin confinar que es de 0.005, para el modelo se trabajara con el modelo de

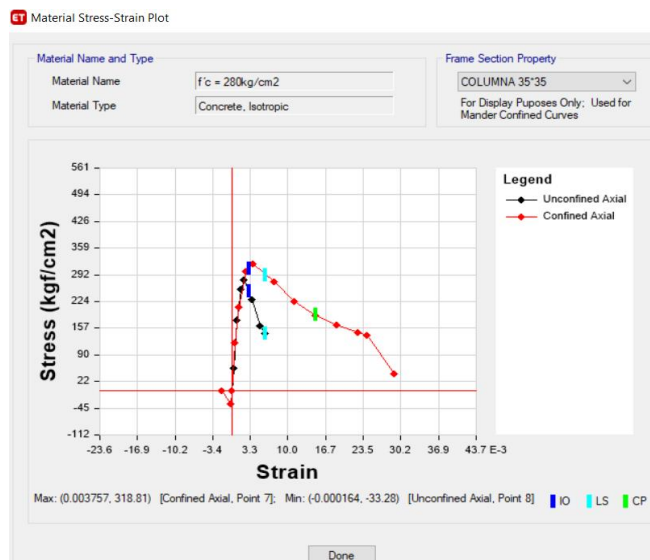
Mander, como se observa en la figura 67 estos parámetros ya están definidos por ETABS.

Figura 67: Criterios de aceptación del hormigón



Fuente: ETABS

Figura 68: Comportamiento del hormigón confinado y no confinado. En donde se observa como el concreto al estar confinado (posee estribos), mejora su capacidad de resistencia.



Fuente: ETABS

3.1.2.10.2 Cantidad de acero de refuerzo

De acuerdo a las secciones optimas de los elementos estructurales, se define la cantidad de acero necesaria para absorber los esfuerzos internos y externos de la estructura, la cantidad de acero ingresada, está de acuerdo al acero comercial que se puede encontrar en el país.

Figura 69: Asignación del acero de refuerzo en vigas

The screenshot shows the 'Reinforcement Design' dialog box for beams. It is configured for 'M3 Design Only (Beam)' with a yield strength of 4200 kg/cm² for both longitudinal and confinement bars. The cover for longitudinal bars is 4.2 cm. For ductile beams, the reinforcement area overwrites are: Top Bars at I-End (14.26 cm²), Top Bars at J-End (14.26 cm²), Bottom Bars at I-End (7.22 cm²), and Bottom Bars at J-End (7.22 cm²).

Fuente: ETABS

Figura 70: Asignación del acero de refuerzo en columnas

The screenshot shows the 'Reinforcement Design' dialog box for columns. It is configured for 'P-M2-M3 Design (Column)' with a yield strength of 4200 kg/cm² for both longitudinal and confinement bars. The reinforcement configuration is rectangular with ties. The reinforcement is to be checked. Longitudinal bars: 3 cm clear cover, 4 bars along 3-dir face, 4 bars along 2-dir face, 16 bars with 2.01 cm² area. Confinement bars: 10 bars with 0.79 cm² area, 10 cm spacing, 4 bars in 3-dir, and 4 bars in 2-dir.

Fuente: ETABS

3.1.2.10.3 Definición de cargas para el análisis no lineal

3.1.2.10.3.1 Carga no lineal gravitacional

Para considerar la sollicitación sísmica de la estructura se necesita tener en cuenta una el patrón de carga no lineal gravitacional, FEMA indica que para poder realizar un análisis PUSHOVER, cuando el sismo ataca a la estructura, esta no va a estar descargada, sino va a estar cargada gravitacionalmente, independientemente del tipo de estructura, siempre se utiliza un 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva. [25]

Figura 71: Carga Gravitacional

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box in ETABS. The 'General' tab is active, showing the following settings:

- Load Case Name: Gravitacional
- Load Case Type: Nonlinear Static
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Mass Source: MASA Y-

The 'Initial Conditions' section has the following options:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Sobrecarga	1
Load Pattern	Live	0.25

The 'Other Parameters' section has the following settings:

- Modal Load Case: MODAL Y-
- Geometric Nonlinearity Option: P-Delta
- Load Application: Full Load
- Results Saved: Final State Only
- Nonlinear Parameters: Default

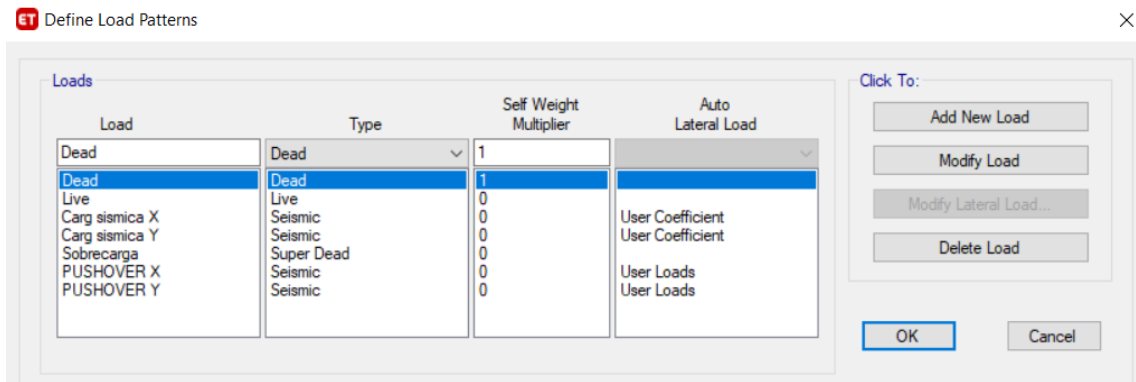
Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Modify/Show...', and 'OK/Cancel' are also visible.

Fuente: ETABS

3.1.2.10.3.2 Carga lateral no lineal (PUSHOVER)

Una vez finalizado la deformación de la estructura por carga gravitacional no lineal, inicia el estado de carga lateral no lineal, para lo cual es necesario ingresar dos estados adicionales de carga, en el sentido X y en el sentido Y, tomando en cuenta un patrón de cargas en forma triangular invertida, aplicadas hasta el colapso.

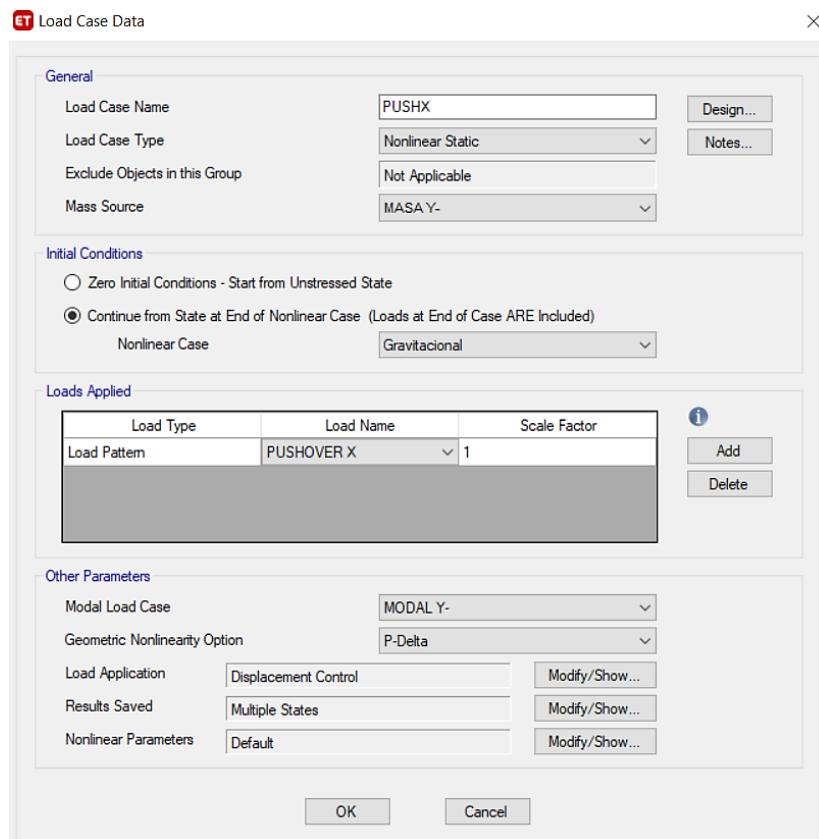
Figura 72: Definición de las cargas triangulares para sentidos X, Y



Fuente: ETABS

En las figuras 73 y 75 se puede observar las definiciones de los patrones de cargas, en la cual se asigna un nombre para nuestro caso adoptamos el nombre de PUSH tanto en X como en Y, posteriormente se asigna el tipo de caso como una carga no lineal, seleccionando la masa más demandada que fue Y-, considerando que las deformaciones continúen desde las cargas gravitacionales.

Figura 73: Patrón de cargas laterales no lineales sentido X



Fuente: ETABS

Figura 74: Control de aplicación de la carga sentido X

Como se observa se monitorea el desplazamiento en relación a la dirección, al colocar U1 se refiere a que se considerará en el sentido X, en la última planta, en el nudo 15 del tercer piso, esto es necesario para que el pushover calcule el desempeño estructural en relación a dicho nodo.

ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

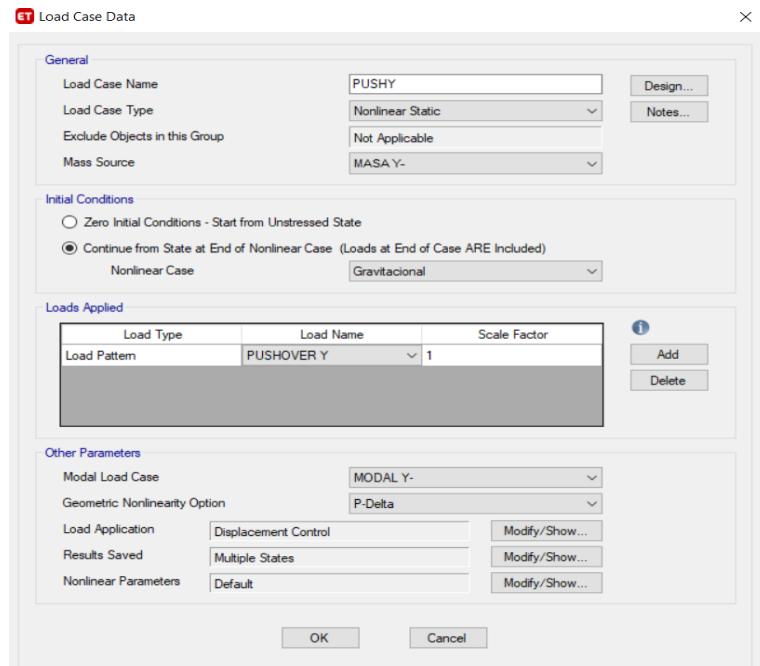
Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: ETABS

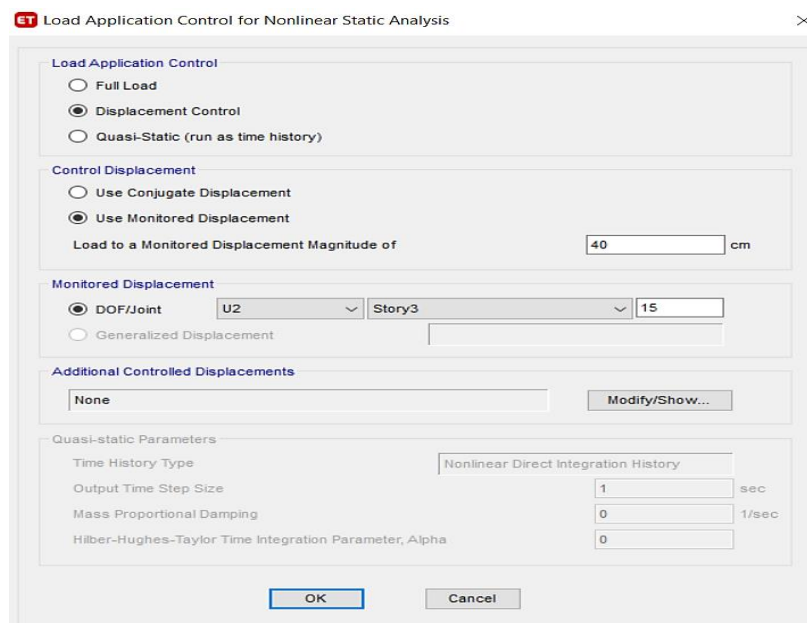
Figura 75: Patrón de cargas laterales no lineales sentido Y



Fuente: ETABS

Figura 76: Control de aplicación de la carga sentido Y

Como se observa se monitorea el desplazamiento en relación a la dirección, al colocar U2 se refiere a que se considerará en el sentido Y, en la última planta, en el nudo 15 del tercer piso, esto es necesario para que el pushover calcule el desempeño estructural en relación a dicho nodo.

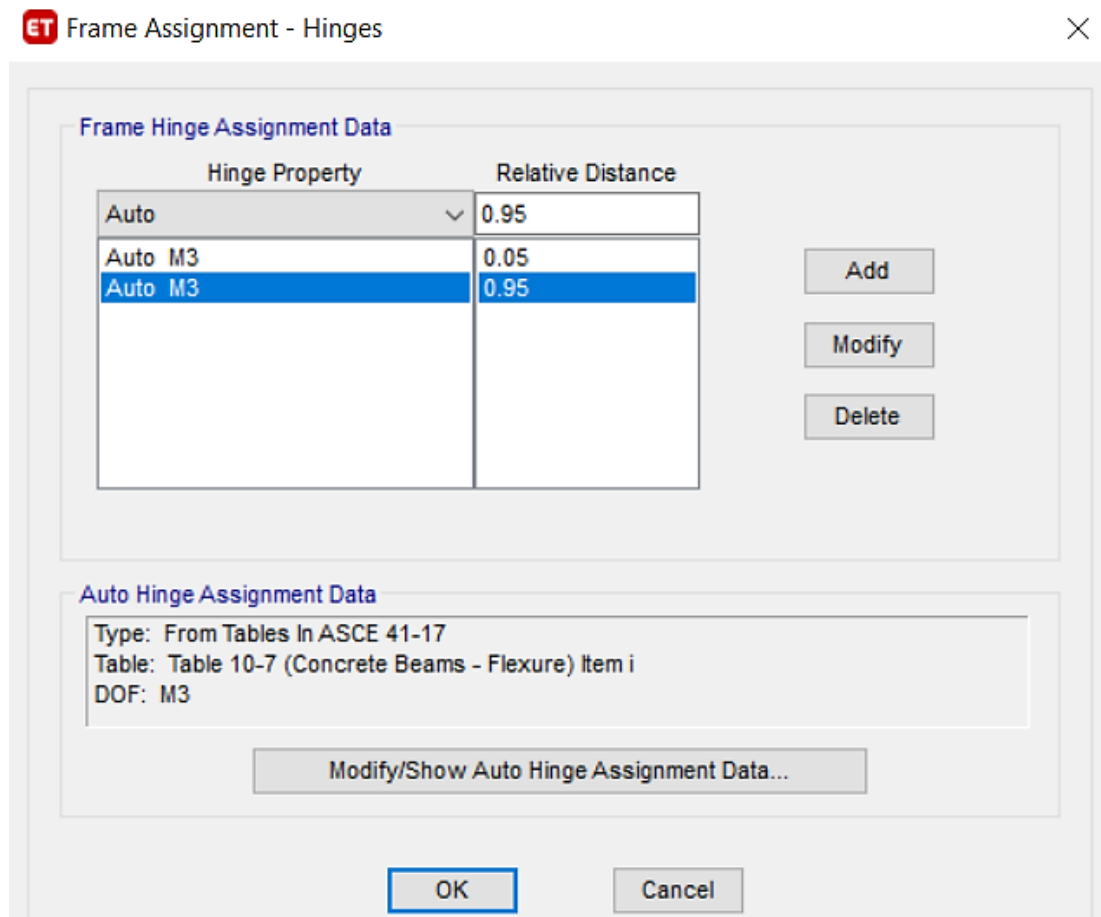


Fuente: ETABS

3.1.2.10.3.3 Asignación de rotulas plásticas

Es necesario asignar rotulas plásticas a los elementos estructurales ya que permite conocer la capacidad de cada elemento, para el presente trabajo, de acuerdo a FEMA tabla 6-7 y 6-8 se colocarán al 5 % y al 95%, tomado en cuenta desde la cara de la columna, se considera esto ya que si las rotulas son asignadas en la cara de los elementos estructurales por inversión de esfuerzos las mismas podrían ingresar en los nudos de la estructura, causando que las derivas incrementen excesivamente, las rotulas plásticas serán asignadas tanto en vigas como en columnas, tal como se observa en la siguiente figura:

Figura 77: Asignación de rotulas plásticas en vigas



Fuente: ETABS

Figura 78: Propiedades para las rotulas plásticas en vigas

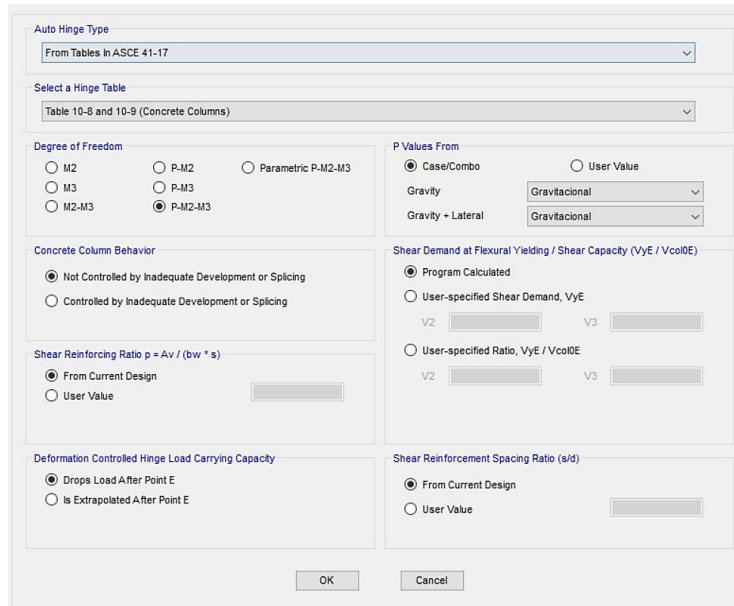
Fuente: ETABS

Figura 79: Asignación de rotulas plásticas en columnas

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

Fuente: ETABS

Figura 80: Propiedades para las rotulas plásticas en columnas



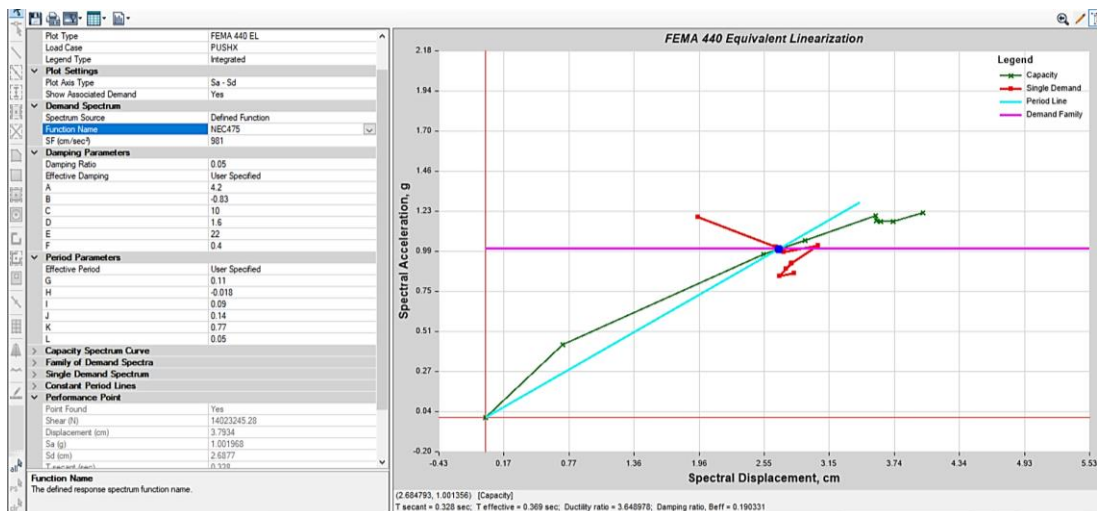
Fuente: ETABS

3.1.2.11 Desempeño estructural

Los resultados obtenidos mediante el software ETABS, brindan resultados con las parametros que nosotros adoptamos, en nuestro caso se utilizo la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con el fin de obtener el punto y los niveles de desempeño de la estructura.

Figura 81: Punto de desempeño, NEC 2015, Sismo Raro (475 años)

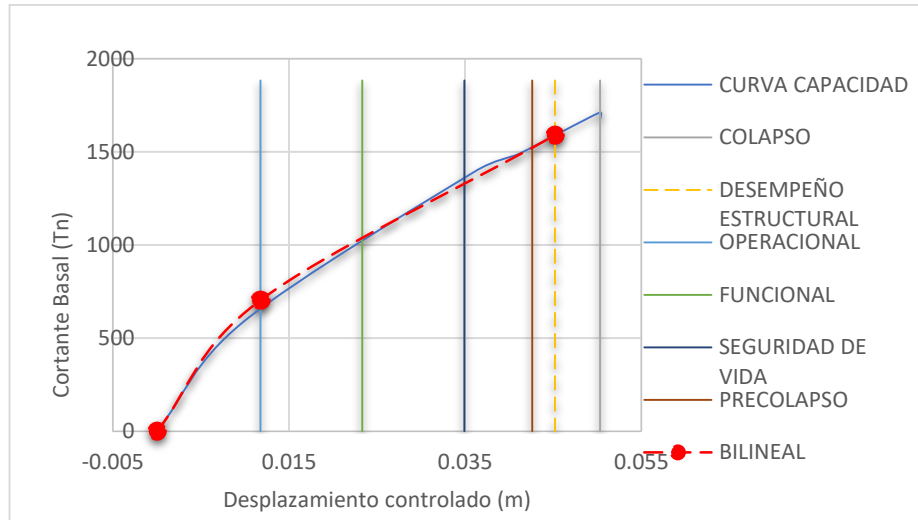
Como se observa es el punto o sitio en donde la demanda es igual a la capacidad de la estructura.



Fuente: ETABS

En la figura 82 se observa una representación real de la estructura, indicando que la estructura esta próxima al colapso, ya que en los elementos estructurales se presentan grandes deformaciones del acero longitudinal, alcanzando su máxima deformación.

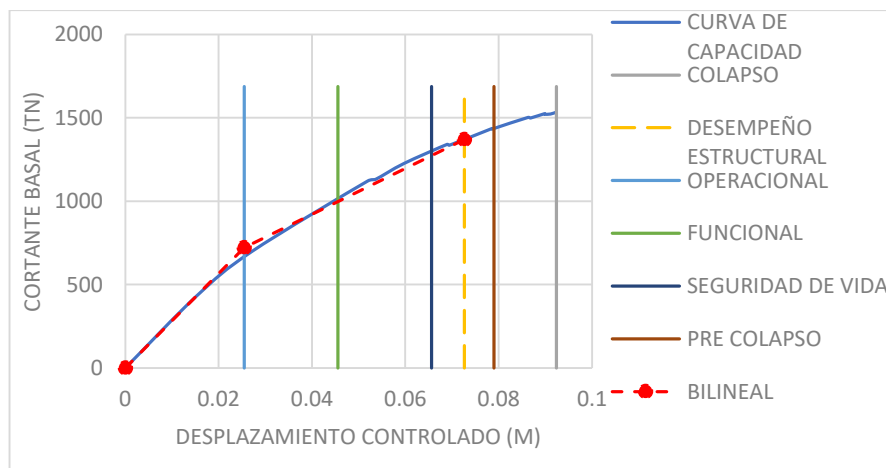
Figura 82: Espectro Capacidad Bilineal sentido X



Fuente: ETABS

Figura 83: Espectro Capacidad Bilineal sentido Y

En el sentido Y, la estructura se muestra un poco más resistente ya que se mantiene entre seguridad de vida y pre colapso, en donde la estructura puede empezar a presentar daños en sus elementos estructurales, pero sin colapsar.



Fuente: ETABS

3.2 Verificación de la hipótesis

Como se observó en el estudio realizado, el edificio de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, presento diferentes grados de vulnerabilidad sísmica , lo cual se demostró mediante dos tipos de análisis, el primero por el método cualitativo, utilizando normas internacionales y nacionales como lo es FEMA 154 y NEC 2015, cada norma presento distintos resultado, mediante FEMA 154 se determinó una vulnerabilidad media y NEC 2015 una vulnerabilidad alta, posteriormente se realizó un análisis cuantitativo para tener una idea más realista, lo cual arrojó como resultado que la estructura con reforzamiento no cumple parámetros de seguridad ya que tiene un alto riesgo de colapso para un sismo raro, verificando la hipótesis que la estructura presenta diferentes grados de vulnerabilidad ante distintos tipos de evaluación.

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Mediante ensayos realizados con el martillo esclerométrico en diferentes elementos estructurales del edificio de Ingeniería Civil, se determinó que la resistencia promedio de la edificación es de 280 kg/cm^2 .
- De acuerdo a formularios de evaluación visual rápida, mediante FEMA 154 se determinó que el edificio de la carrera de Ingeniería civil es medianamente vulnerable ante sollicitaciones sísmicas.
- Mediante el formulario de evaluación rápida que brinda La Norma Ecuatoriana de la Construcción, se determinó a la estructura como altamente vulnerable ante eventos sísmicos.
- De acuerdo a valores obtenidos del análisis lineal, la estructura necesita un reforzamiento ya que el periodo de vibración es de 0.922 segundos, excediendo el 30% del valor calculado que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Con la incorporación de muros estructurales se determinó que las derivas de piso disminuyen considerablemente, ya que al inicio la estructura si reforzamiento presentaba derivas del 4.9%, mientras que la edificación reforzada presenta derivas máximas del 1.8% en el sentido X, y del 1.9% en el sentido Y, cumpliendo con lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- El análisis cuantitativo brinda resultados más cercanos a la realidad, indicando el comportamiento de la estructura ante sollicitaciones externas, permitiendo determinar si la edificación necesita o no un reforzamiento.
- Mediante un reforzamiento estructural de la edificación se determinó que en vigas el momento resistente es de 14.33 Tn.m, absorbiendo el momento de demanda de 14.26 Tn.m, mientras que en las columnas las cargas de demanda se encuentran dentro del diagrama de iteraciones, estos parámetros indican que el refuerzo de los elementos estructurales son los adecuados para el correcto desempeño estructural.

4.2 Recomendaciones

- Evaluar y rehabilitar estructuras antiguas, ya que estas fueron construidas de forma informal y sin la supervisión de un profesional, lo cual evitara problemas mayores como pérdidas humanas en eventos sísmicos.
- Utilizar equipos de escaneo, que permitan conocer el armado de cada elemento estructural, esto con el fin de realizar un estudio más preciso.
- Para realizar un mejor reforzamiento se debe utilizar aditivos que mejoren la adherencia entre los materiales antiguos y los nuevos, con la finalidad de que actúen monolíticamente.
- Investigar diferentes tipos de reforzamiento estructural, con la finalidad de tener más soluciones y así determinar cuál es la más factible en relación costo beneficio.
- Realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en las diferentes edificaciones que conforman la Universidad Técnica de Ambato.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. NOTICIAS, «América Latina, una región muy expuesta y vulnerable a los terremotos,» 27 Febrero 2010. [En línea]. Available: <https://rpp.pe/lima/actualidad/america-latina-una-region-muy-expuesta-y-vulnerable-a-los-terremotos-noticia-245723>. [Último acceso: 24 Enero 2020].
- [2] G. Montalvo, «Análisis Cuantitativo y Cualitativo del Grado de Vulnerabilidad Sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi,» 2019. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29870>. [Último acceso: 27 Enero 2020].
- [3] «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015,» Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, 2016. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>. [Último acceso: 27 Enero 2020].
- [4] D. Galarza, «Evaluación del Desempeño Sísmico de la Ocaso Mediante Comparación del Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER), Análisis Estático Modal (PUSHOVER MULTIMODAL) y Dinámico No-Lineal (HISTORIA DE RESPUESTA),» Julio 2019. [En línea]. Available: <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29942>. [Último acceso: 27 Enero 2020].
- [5] I. Balic, A. Mihanovic y B. Trogrlic, «Aceleración objetivo en el método de empuje multimodal para cuadros R/C,» Marzo 2013. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/286988637_Target_acceleration_in_multimodal_pushover_method_for_RC_frames. [Último acceso: 27 Enero 2020].
- [6] C. Ramirez, «Estimación de la Capacidad Sismo-Resistente en Edificaciones de Concreto Armado Modeladas con Acero Comercial aplicando el Método Análisis Estático No Lineal "PUSHOVER",» Septiembre 2013. [En línea]. Available: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAS8609.pdf>. [Último acceso: 28 Enero 2020].
- [7] G. Ludeña, «Estudio de vulnerabilidad sísmica del colegio 9 de octubre aplicando la norma ecuatoriana de construcción mediante metodología FEMA 154,» 25 Agosto 2017. [En línea]. Available: <http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/11080>. [Último acceso: 28 Enero 2020].

- [8] D. Andrade y J. Cabezas, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015).», 17 Agosto 2016. [En línea]. Available: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/7026>. [Último acceso: 29 Enero 2020].
- [9] H. Parra, M. Benito, J. Gaspar, A. Fernandez, M. Luna y X. Molina, «Estimación de la Peligrosidad Sísmica en Ecuador Continental,» 2017. [En línea]. Available: <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/13741>. [Último acceso: 30 10 2019].
- [10] J. Cabezas, «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Comunicación Social, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015),» 17 Agosto 2016. [En línea]. Available: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/7026>. [Último acceso: 20 Noviembre 2019].
- [11] C. Medina, «Evaluación de los niveles de desempeño en estructuras existentes mediante el uso de un espectro determinista obtenido a partir de un estudio de peligro sísmico en el sector La Floresta II, cantón Ambato, provincia de Tungurahua,» Luna, Alvaro, 2018. [En línea]. Available: <http://repo.uta.edu.ec/handle/123456789/27998>. [Último acceso: 20 Noviembre 2019].
- [12] Vivienda, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Norma Ecuatoriana de la Construcción,» 2015. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>. [Último acceso: 20 Noviembre 2019].
- [13] F. E. M. Agenc, «Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Washington,» 2015. [En línea]. Available: https://www.fema.gov/media-library-data/1426210695633-d9a280e72b32872161efab26a602283b/FEMAP-154_508.pdf. [Último acceso: 2019 Noviembre 20].
- [14] J. Armijos y D. Espinosa, «Factores de riesgo relacionados a la capacidad de reacción frente a un evento sísmico en la academia de guerra del ejército,» 30 Noviembre 2018. [En línea]. Available: <http://geo1.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2019/03/6art1.pdf>. [Último acceso: 20 Noviembre 2019].
- [15] F. Torres, S. Aguliar y I. Mora, «Vulnerabilidad en Edificaciones,» [En línea]. Available: <https://www.uv.mx/cienciauv/blog/vulnerabilidad-en-edificaciones/>. [Último acceso: 2 Febrero 2020].
- [16] P. Vasco, «Sismo resistencia en edificios de hormigón y acero para zonas de alta peligrosidad sísmica en el Ecuador,» 2016. [En línea]. Available:

- <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/22521/1/Maestr%20E.S.R.%2080%20-%20Vasco%20L%20c3%b3pez%20patricio%20Marcelo.pdf>. [Último acceso: 2 Febrero 2020].
- [17] «Principios de la instrumentacion de estructuras,» [En línea]. Available: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/448/A5.pdf?sequence=5>. [Último acceso: 20 Febrero 2020].
- [18] E. Maldonado, «Funciones de vulnerabilidad calculadas para edificaciones en muros de hormigón reforzado,» Abril 2010. [En línea]. Available: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732010000100003. [Último acceso: 1 Diciembre 2019].
- [19] U. Mena, «Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas,» 22 Julio 2002. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/handle/10803/6222#page=1>. [Último acceso: 1 Diciembre 2019].
- [20] C. Duarte, M. Martinez y J. Santamaria, «ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR,» Junio 2017. [En línea]. Available: <http://ri.ues.edu.sv/13405/1/An%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover%29%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf>. [Último acceso: 1 Diciembre 2019].
- [21] F.E.o.Agency, «Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings,» Washington D.C, FEMA 356, 2000.
- [22] S. Melone, «Desempeño sísmico de edificaciones esenciales,» 21 Febrero 2003. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/handle/10803/6226>. [Último acceso: 10 Marzo 2020].
- [23] P. T y P. R, «Reinforced Concrete Structures,» 1975.
- [24] C. Conde, «Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes,» 18 Diciembre 2020. [En línea]. Available: <http://www.kerwa.ucr.ac.cr/handle/10669/79831>. [Último acceso: 6 Enero 2021].
- [25] Federal Emergency Agency Management, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,» Washington D.C, FEMA, 2005.
- [26] O. Ortiz, «Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas,» Octubre 2013. [En línea]. Available: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8066>. [Último acceso: 16 Junio 2021].

- [27] V. Ortiz, «Algunas Consideraciones Respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas,» Octubre 2013. [En línea]. Available: <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/8066/4/CD-5194.pdf>. [Último acceso: 12 Diciembre 2020].
- [28] L. Galarza, «Estudio de peligro sismico determinista para las estructuras del canton Ambato - parroquia La Merced - sector Cashapamba y Barrio Jesus Obrero - ubicado en las avenidas Unidad Nacional, Cevallos, Julio Enrique Paredes, Julian Coronel, Humberto Albornoz,» 2019. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/29874>. [Último acceso: 10 Marzo 2020].
- [29] AISC. Steel Design Guide Series 11, «Floor Vibrations Due to Human Activity,» [En línea]. Available: https://issuu.com/pedroantoniojimenezsanchez/docs/aisc_design_guide_11_-_floor_vibrat. [Último acceso: 27 Abril 2020].
- [30] K. Crespo y N. Garcia, 2009. [En línea]. Available: <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/7961/1/D-38819.pdf>. [Último acceso: 17 Febrero 2021].
- [31] E. Carmona, «ESTUDIO DE RESULTADOS ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) PARA EL FACTOR DE CORRECCIÓN (CN) Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ),» 2014. [En línea]. Available: https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2572/1/SPT_factor_CN_%c3%a1ngulo_%c3%98_diferentes_correlaciones.pdf. [Último acceso: 17 Febrero 2021].
- [32] «De Ingenierías,» 21 Diciembre 2019. [En línea]. Available: <https://deingenierias.com/software/etabs-programa-de-ingenieria-para-el-modelado-y-analisis-de-estructuras/>. [Último acceso: 10 Septiembre 2020].
- [33] COTECNO, [En línea]. Available: <https://www.cotecno.cl/martillo-esclerometrico/>. [Último acceso: 19 Septiembre 2020].
- [34] F. Pimbo, «Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones,» Marzo 2021. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/32592>. [Último acceso: 10 Junio 2020].
- [35] C. Tamayo, «Estudio de Peligro Sismico Determinista para las estructuras de la Concepcion, Parroquia La Peninsula, Canton Ambato, Provincia de Tungurahua,» 2018. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/28986/1/Tesis%201277%20-%20Tamayo%20Santaf%C3%A9%20Cristian%20Eduardo.pdf>. [Último acceso: 15 Enero 2021].

- [36] E. Raigosa, «Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales,» Noviembre 2010. [En línea]. Available:
https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6167/tecnicas_reforzamiento_estructuras_construidas_concreto_deficiencias%20estructurales.pdf?sequence=1&fbclid=IwAR3gxcCc1wd4c1A9ErAKGeURZTJR3YUC37LiYmbw7CZaDXJRwu-iImQnh9Q. [Último acceso: 14 Julio 2021].

ANEXOS

Anexo A

Fotografías

<p>Fotografía 1</p>	<p>Fotografía 2</p>
	
<p>Vista frontal de la estructura</p>	<p>Vista lateral de la estructura</p>
<p>Fotografía 3</p>	<p>Fotografía 4</p>
	
<p>Distribución de paredes</p>	<p>Acabados actuales</p>
<p>Fotografía 5</p>	<p>Fotografía 6</p>
	
<p>Selección y limpieza de la viga a ensayar</p>	<p>Ensayo con el martillo esclerométrico</p>

Anexo B

Tablas de ensayos esclerométrico

ELEMENTO 1	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	50.5
2	46
3	44.5
4	48
5	49
6	46.5
7	49.5
8	48.5
9	49.5
10	50.5
Q Media	48.25
Resistencia Kg/cm2	288

ELEMENTO 2	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	39.5
2	37.5
3	33.5
4	34
5	33
6	34
7	36
8	34.5
9	36.5
10	34
Q Media	35.25
Resistencia Kg/cm2	146

ELEMENTO 3	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	36.5
2	40.5
3	40.5
4	39.5
5	40.5
6	36.5
7	40
8	36.5
9	41.5
10	41.5
Q Media	39.35
Resistencia Kg/cm2	188

ELEMENTO 4	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	32
2	36
3	36.5
4	35
5	33.5
6	34
7	36.5
8	37
9	37
10	33
Q Media	35.05
Resistencia Kg/cm2	153

ELEMENTO 5	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	55
2	51
3	50
4	54
5	54.5
6	56
7	50
8	52
9	56
10	54
Q Media	53.25
Resistencia Kg/cm2	350

ELEMENTO 6	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	48.5
2	48.5
3	50.5
4	51.5
5	50
6	52
7	49.5
8	49.5
9	50.5
10	49.5
Q Media	50
Resistencia Kg/cm2	313

ELEMENTO 7	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	52.5
2	51
3	56.5
4	53.5
5	53.5
6	54.5
7	55.5
8	56.5
9	52
10	54
Q Media	53.95
Resistencia Kg/cm2	385

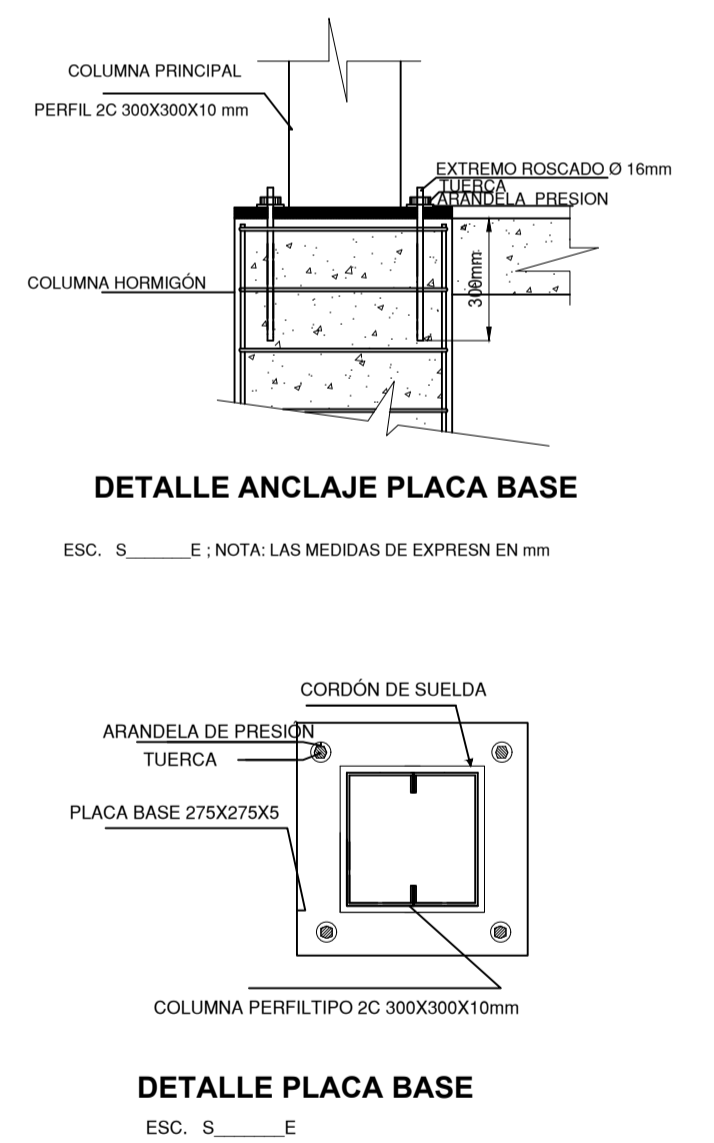
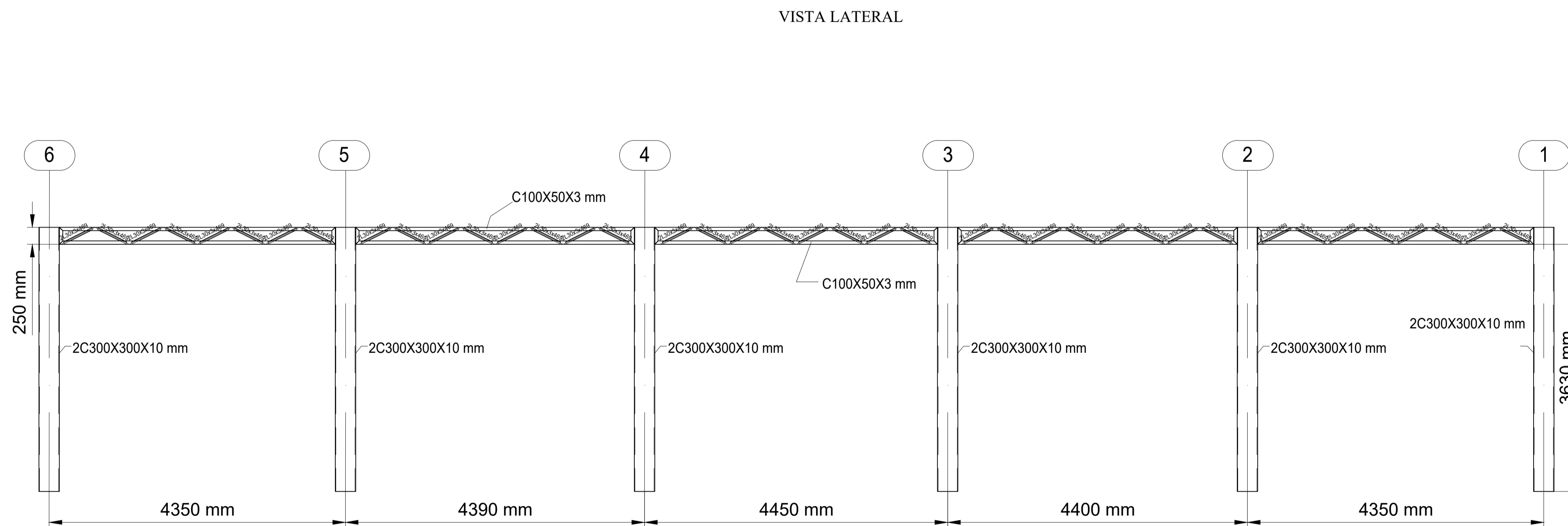
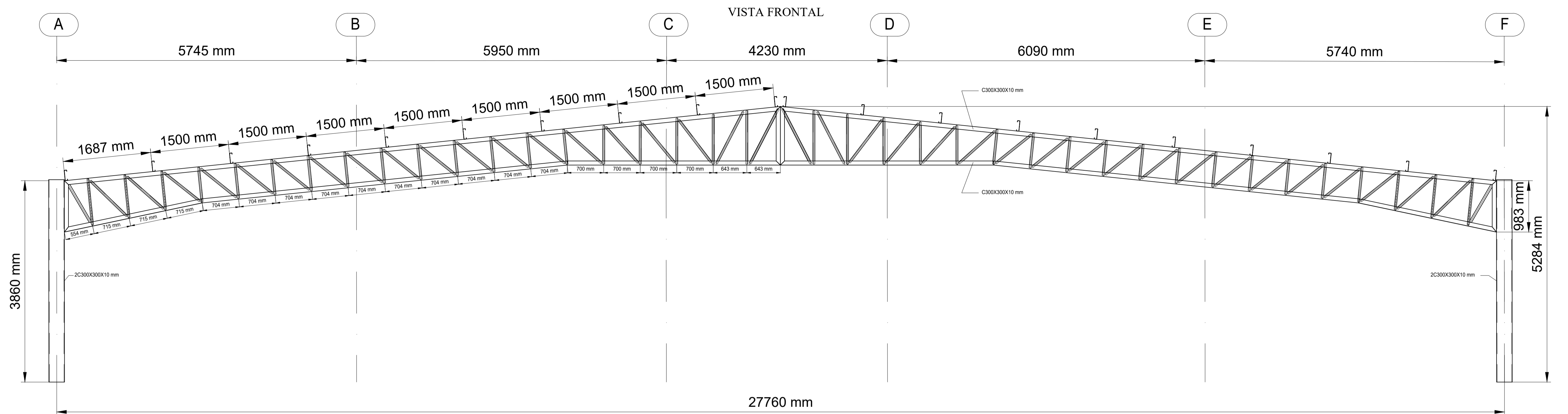
ELEMENTO 8	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	47.5
2	50.5
3	49
4	52
5	50
6	49.5
7	52.5
8	49.5
9	48
10	51.5
Q Media	50
Resistencia Kg/cm2	313

ELEMENTO 9	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	49.5
2	50.5
3	49.5
4	46
5	46
6	49.5
7	46.5
8	47
9	51
10	51.5
Q Media	48.7
Resistencia Kg/cm2	294


ELEMENTO 10	
# GOLPES	INDICE DE REBOTE Q
1	51
2	50.5
3	53.5
4	55.5
5	57.5
6	54
7	54.5
8	54
9	52
10	54.5
Q Media	53.7
Resistencia Kg/cm2	372

Anexo C

Planos estructurales

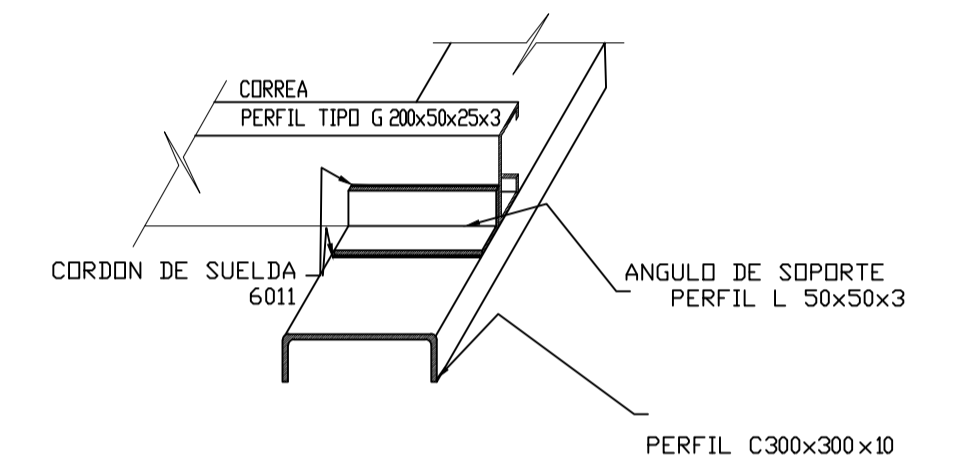
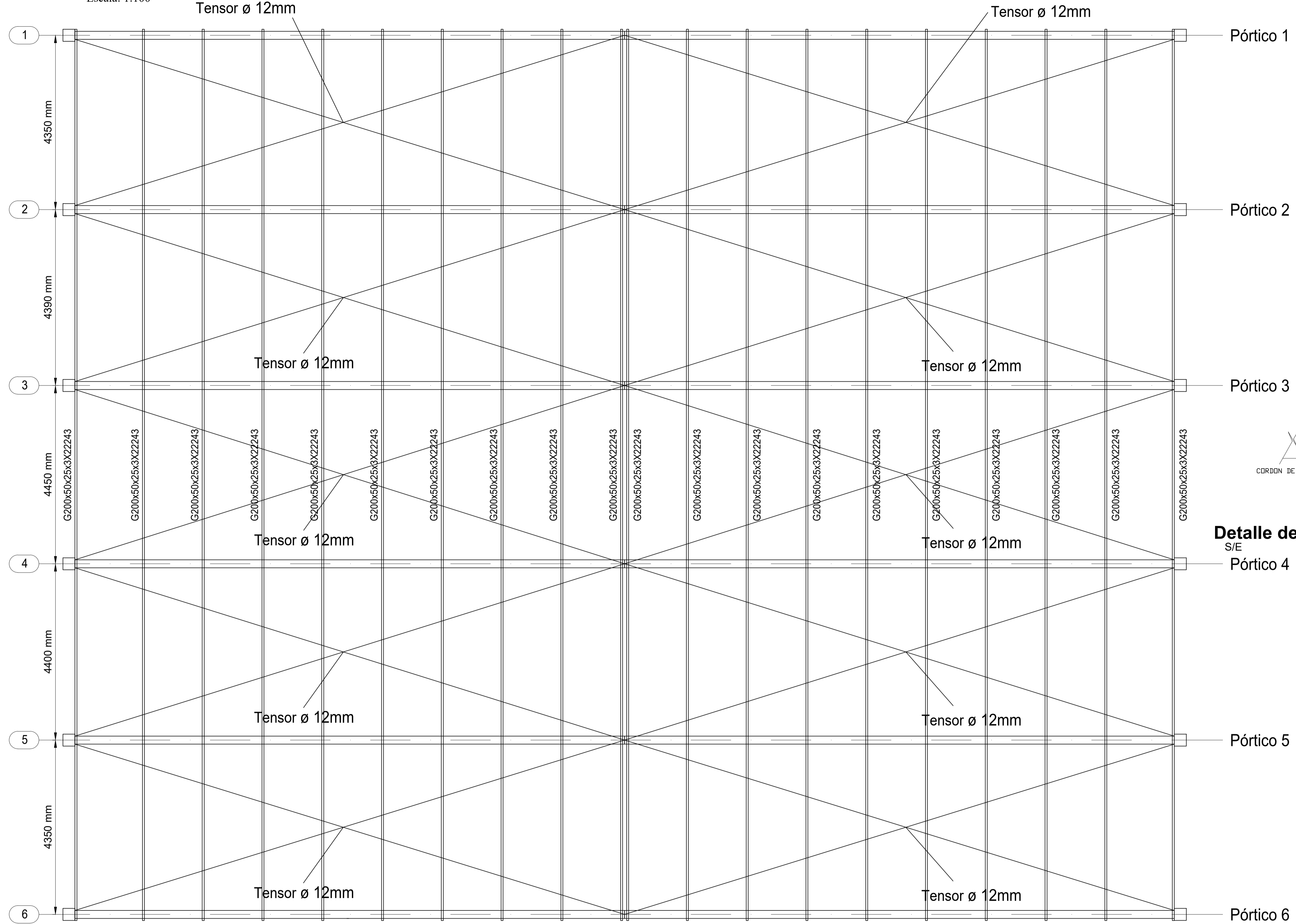


UNIDADES DE MEDIDA :
MILIMETROS

<p>NOTAS: 1. TODOS LOS ELEMENTOS PRINCIPALES O MONTANTES SON DE ACERO ASTM A36.</p>	REVISIONES				PLANOS DE REFERENCIA		INGENIEROS	FIRMA	FECHA	<p>PROYECTO: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE INGENIERIA CIVIL</p> 
	REV. 1	N/A	08/04/20	F.P.	NÚMERO:	DESCRIPCIÓN:	DIBUJÓ: SANTIAGO MELENDEZ		JULIO 2021	
							DISEÑO: SANTIAGO MELENDEZ		JULIO 2021	
							REVISADO: ING. JORGE CEVALLOS		JULIO 2021	
							APROBADO:			
<p>CONTENIDO: PLANTA DE CUBIERTA</p> <p>PLANO N°: 1 HOJA N°: 1</p> <p>ESCALA: IND. TAMAÑO: A1 REVISIÓN: 1</p>										

Escala: 1:100

VISTA SUPERIOR



Detalle de Unión correa - viga

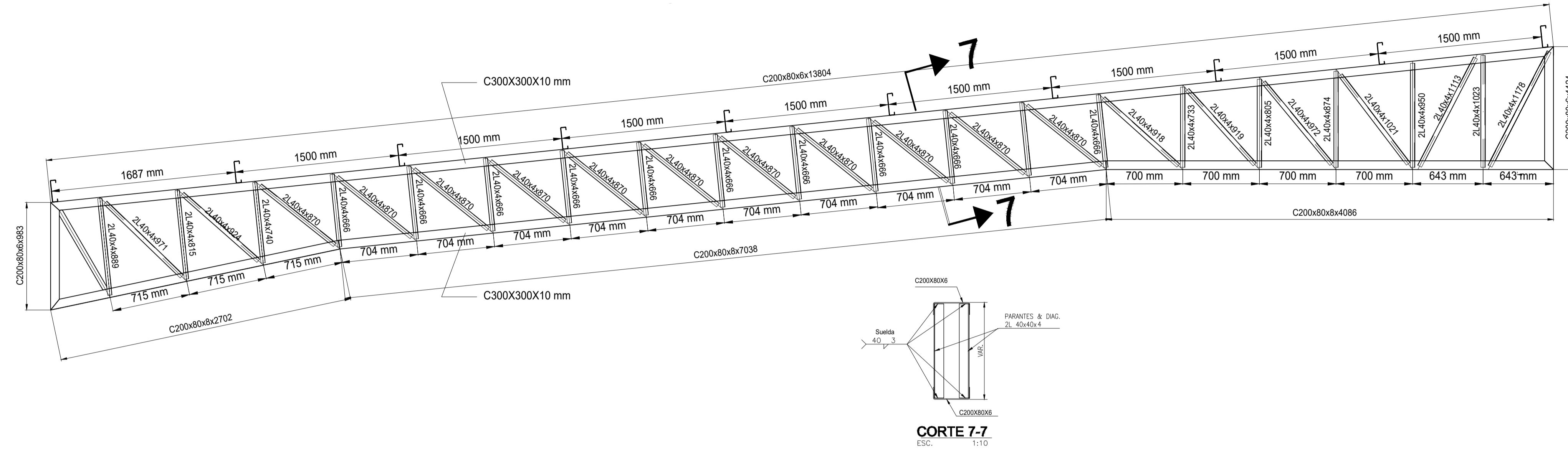
S/E

REVISIONES				PLANOS DE REFERENCIA		INGENIEROS	FIRMA	FECHA	PROYECTO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE INGENIERIA CIVIL				
REV. 1	N/A		F.P.	NÚMERO:	DESCRIPCIÓN:	DIBUJÓ: SANTIAGO MELENDEZ		08/04/20					
						DISEÑO: SANTIAGO MELENDEZ		08/04/20				CONTENIDO: PLANTA DE CUBIERTA	
						REVISADO: ING. JORGE CEVALLOS		11/04/20				PLANO N°: 2	HOJA N°: 2
						APROBADO:		11/04/20				ESCALA: IND.	TAMAÑO: A1

NOTAS:
1. TODOS LOS ELEMENTOS PRINCIPALES O MONTANTES SON DE ACERO ASTM A36.

Escala: 1:50

Cercha



LISTA DE MATERIALES							
Item	Posicion	Sección [mm]	Cantidad total	Longitud Total [mm]	Ancho Total [mm]	Peso Unitario [kg/m][kg/m²]	Peso Total [Kg]
6.00	Cerchas		12.00				8670.46
6.10	Marco	C200X80X6	12	13804.00		16.96	2809.39
6.20	Marco	C200X80X6	12	1124.00		22.61	304.96
6.30	Marco	C200X80X8	12	2702.00		22.61	733.11
6.40	Marco	C200X80X8	12	7038.00		22.61	1909.55
6.50	Marco	C200X80X8	12	4086.00		22.61	1108.61
6.60	Diagonal	L40X4	24	889.00		2.42	51.63
6.70	Diagonal	L40X4	24	971.00		2.42	56.40
6.80	Diagonal	L40X4	24	815.00		2.42	47.34
6.90	Diagonal	L40X4	24	924.00		2.42	53.67
7.00	Diagonal	L40X4	24	740.00		2.42	42.98
7.10	Diagonal	L40X4	264	870.00		2.42	555.83
7.20	Diagonal	L40X4	240	666.00		2.42	386.81
7.30	Diagonal	L40X4	24	918.00		2.42	53.32
7.40	Diagonal	L40X4	24	733.00		2.42	42.57
7.50	Diagonal	L40X4	24	919.00		2.42	53.38
7.60	Diagonal	L40X4	24	805.00		2.42	46.75
7.70	Diagonal	L40X4	24	972.00		2.42	56.45
7.80	Diagonal	L40X4	24	874.00		2.42	50.76
7.90	Diagonal	L40X4	24	1021.00		2.42	59.30
8.00	Diagonal	L40X4	24	950.00		2.42	55.18
8.10	Diagonal	L40X4	24	1113.00		2.42	64.64
8.20	Diagonal	L40X4	24	1023.00		2.42	59.42
8.30	Diagonal	L40X4	24	1178.00		2.42	68.42

LISTA DE MATERIALES							
Item	Posicion	Sección [mm]	Cantidad total	Longitud Total [mm]	Ancho Total [mm]	Peso Unitario [kg/m][kg/m²]	Peso Total [Kg]
6.00	Rigidizador		16.00				692.51
6.10	Marco	C100X50X3	32	4053.00		4.71	610.87
6.20	Diagonal	L30X3	128	469.00		1.36	81.64

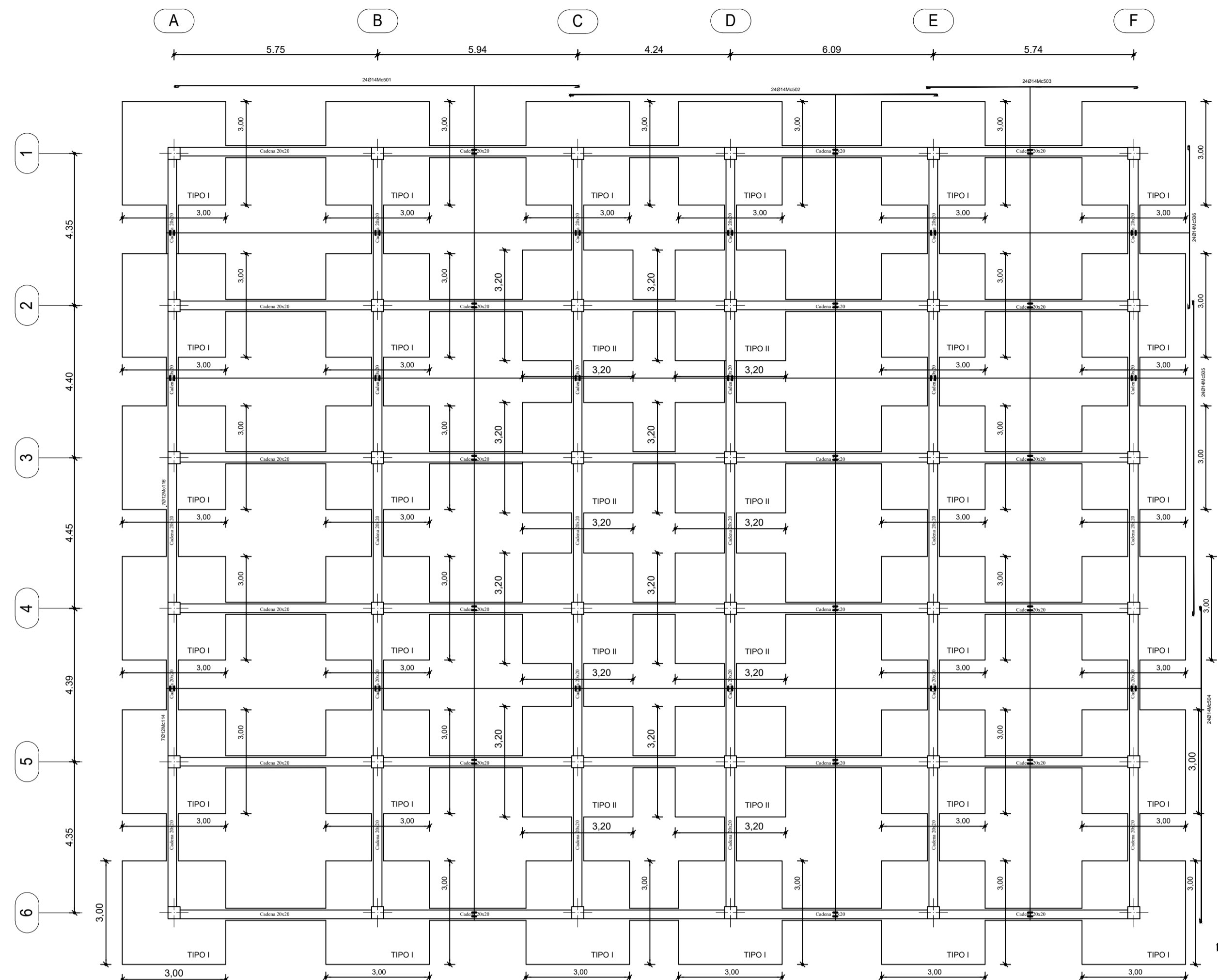
LISTA DE MATERIALES							
Item	Posicion	Sección [mm]	Cantidad total	Longitud Total [mm]	Ancho Total [mm]	Peso Unitario [kg/m][kg/m²]	Peso Total [Kg]
6.00	Columna		12.00				4363.34
6.10	Marco	C300X300X10	24	3860.00		47.10	4363.34

LISTA DE MATERIALES							
Item	Posicion	Sección [mm]	Cantidad total	Longitud Total [mm]	Ancho Total [mm]	Peso Unitario [kg/m][kg/m²]	Peso Total [Kg]
6.00	Correas		20.00				3251.93
6.10	Marco	G200X50X25X3	20	22243.00		7.31	3251.93

NOTAS:
1. TODOS LOS ELEMENTOS PRINCIPALES O MONTANTES SON DE ACERO ASTM A36.

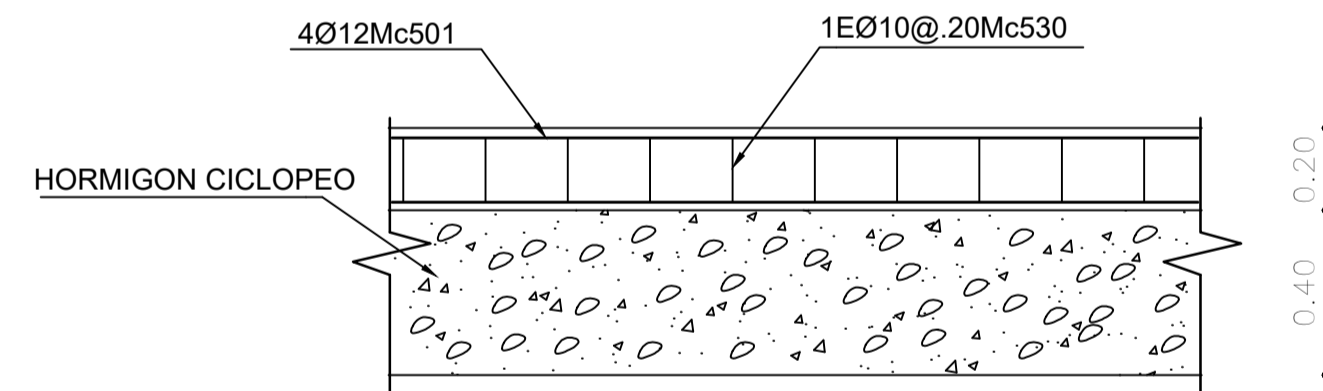
REVISIONES				PLANOS DE REFERENCIA		INGENIEROS	FIRMA	FECHA	PROYECTO: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE INGENIERIA CIVIL											
REV. 1	N/A	08/04/20	F.P.	NÚMERO:	DESCRIPCIÓN:	DIBUJÓ: SANTIAGO MELÉNDEZ		JULIO 2021	<table border="1"> <tr> <td colspan="3">CONTENIDO: PLANOS CUBIERTA</td> </tr> <tr> <td>PLANO N°:</td> <td>3</td> <td>HOJA N°: 3</td> </tr> <tr> <td>ESCALA: IND.</td> <td>TAMAÑO: A1</td> <td>REVISIÓN: 1</td> </tr> </table>			CONTENIDO: PLANOS CUBIERTA			PLANO N°:	3	HOJA N°: 3	ESCALA: IND.	TAMAÑO: A1	REVISIÓN: 1
CONTENIDO: PLANOS CUBIERTA																				
PLANO N°:	3	HOJA N°: 3																		
ESCALA: IND.	TAMAÑO: A1	REVISIÓN: 1																		
						DISEÑO: SANTIAGO MELÉNDEZ		JULIO 2021												
						REVISADO: ING. JORGE CEVALLOS		JULIO 2021												
						APROBADO:														





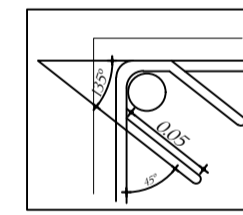
PLANTA DE CIMENTACION NIVEL -1.80

ESC. 1/100



CADENA DE AMARRE EN ELEVACIÓN

SIN ESCALA



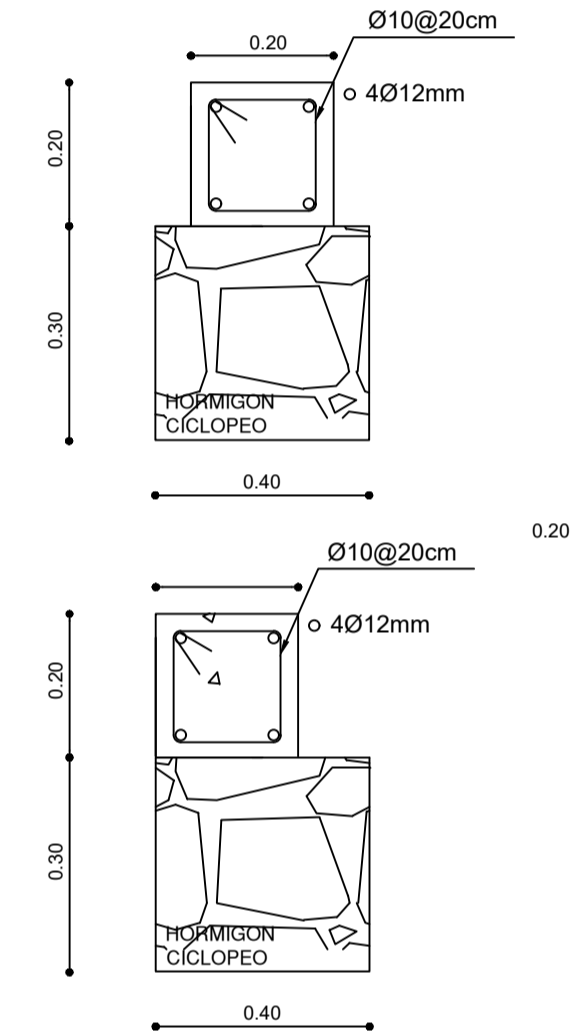
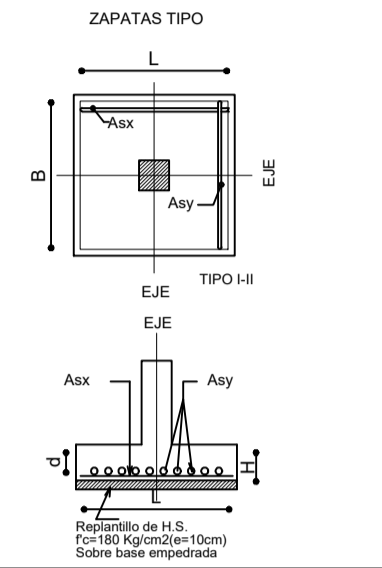
DETALLE GANCHO SISMICO SIN ESCALA

CUADRO DE COLUMNAS								
UBICACION	VA DE NIVEL	A NIVEL	HERRO LONGITUDINAL	MC	HERRO TRANSVERSAL	MC	# DE COLUMNAS	TIPO
B2, B5 E2	-1.8	+6.12	8Ø16mm	301	EØ8@10-20cm EØ10@10-20cm	310,305	3	TIPO I
A1, A2, A3, A4, A5, A6 B1, B3, B4, B6 C1, C3, C4, C5, C6 D1, D2, D3, D4, D5, D6 E1, E3, E4, E5, E6 F1, F2, F3, F4, F5, F6	-1.8	+9.18	8Ø16mm	302	EØ8@10-20cm EØ10@10-20cm	310,305	33	TIPO II

TIPO I-II	
	TIPO I-II

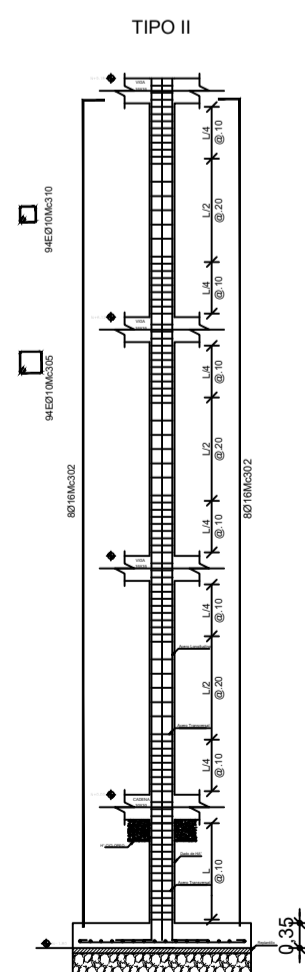
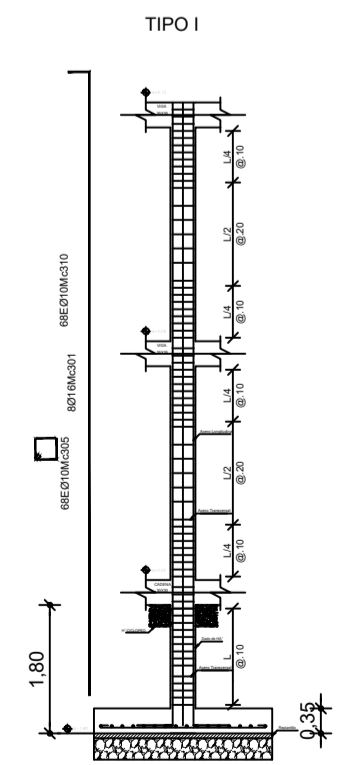
ESC. 1/100

CUADRO DE ZAPATAS													
TIPO	SON	COLUMNAS CON IGUAL TIPO DE CIMENTACION	COTA DE ORIENTACION				DIMENSIONES EN (m)			ACERO Asx	1 Ø CADA	ACERO Asy	1 Ø CADA
			B	L	d	H	B	L	d				
I	28	A1, A2, A3, A4, A5, A6 B1, B2, B3, B4, B5, B6 C1, C6 E1, E2, E3, E4, E5, E6 F1, F2, F3, F4, F5, F6	-1.80	3.00	3.00	0.30	0.35	1018Mc507	15 cm	1018Mc507	15 cm		
II	8	C2, C3, C4, C5 D2, D3, D4, D5	-1.80	3.20	3.20	0.30	0.35	1018Mc507	15 cm	1018Mc507	15 cm		



DETALLE DE CADENA TIPO

ESC. 1/10



ESC. 1/100

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c					
PLANTA DE CIMENTACION											
114	C	12	7	1.48	0.15	0.00	0.00	1.78	12.46	11.06	
116	C	12	7	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	12.25	10.88	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.205	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	1759.68	24.71	4278.4	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1085.72	21.94	5168.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	6275.97										
HORMIGON Fc =	280 Kg/cm ²										

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c					
COLUMNAS											
301	L	16	24	8.75	0.3	0.00	0	9.05	217.2	342.74	
302	L	16	528	11.6	0.3	0.00	0	11.9	6283.2	9914.89	
305	O	10	3378	0.3	0.3	0.00	0.08	1.36	4594.08	2834.55	
310	O	10	3378	0.22	0.22	0.00	0.08	1.04	3613.12	2167.6	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.205	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	8107.2	0	0	6503.4	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	5002.14	0.00	0.00	10207.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	15259.77										
HORMIGON Fc =	280 Kg/cm ²										

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
 HORMIGON Fc = 280 Kg/cm²
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

.\a\cfc39529b3.dib

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL.

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planos estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

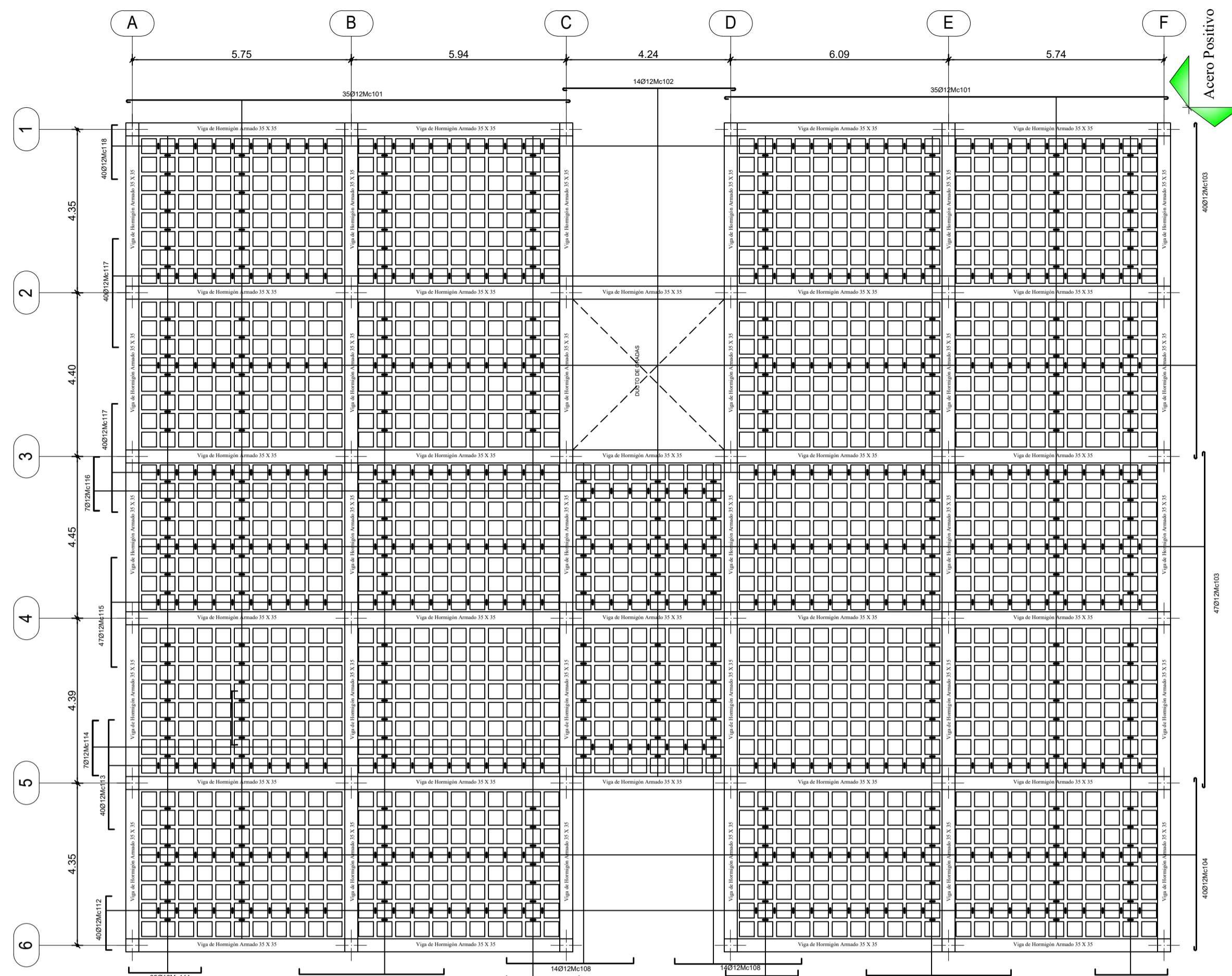
PLANO Nº: 4

FECHA: Julio 2021

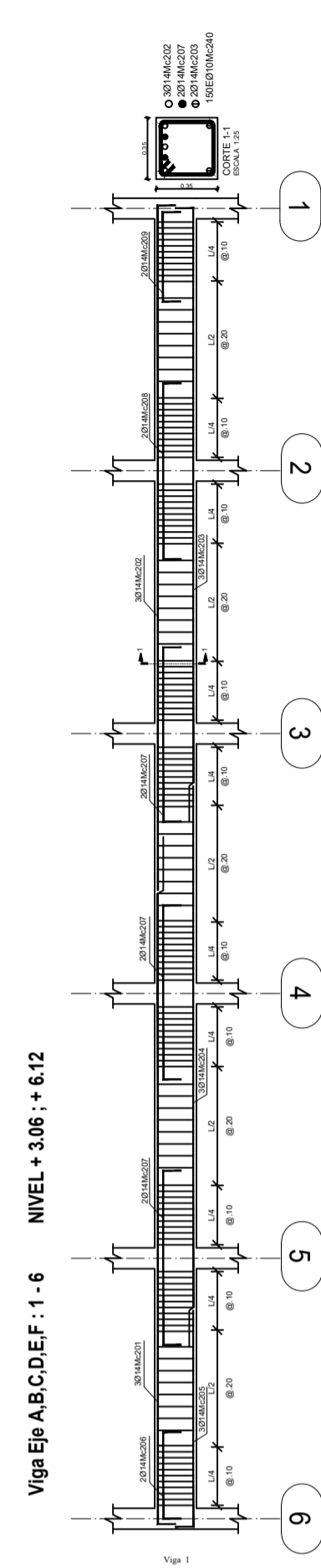
ELABORADO POR: Santiago Melendez

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



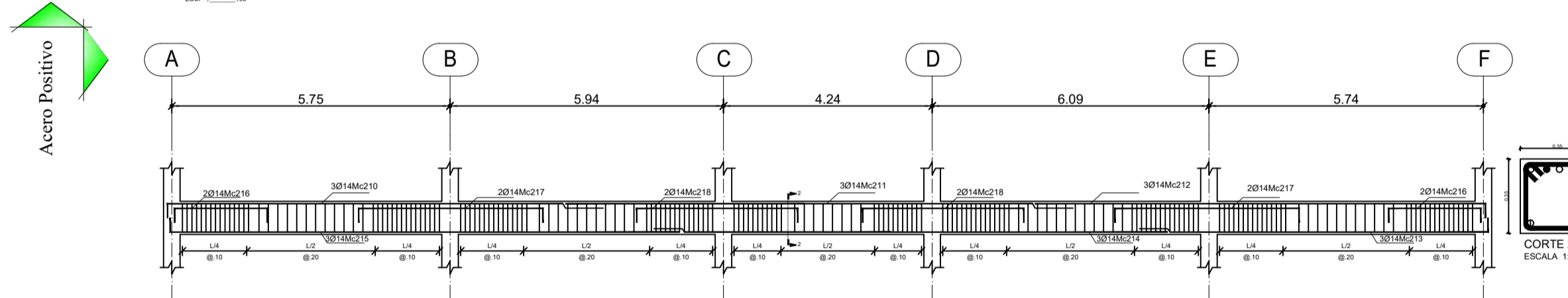
LOSA NIVEL +3.06, +6.12
ESC. 1/100



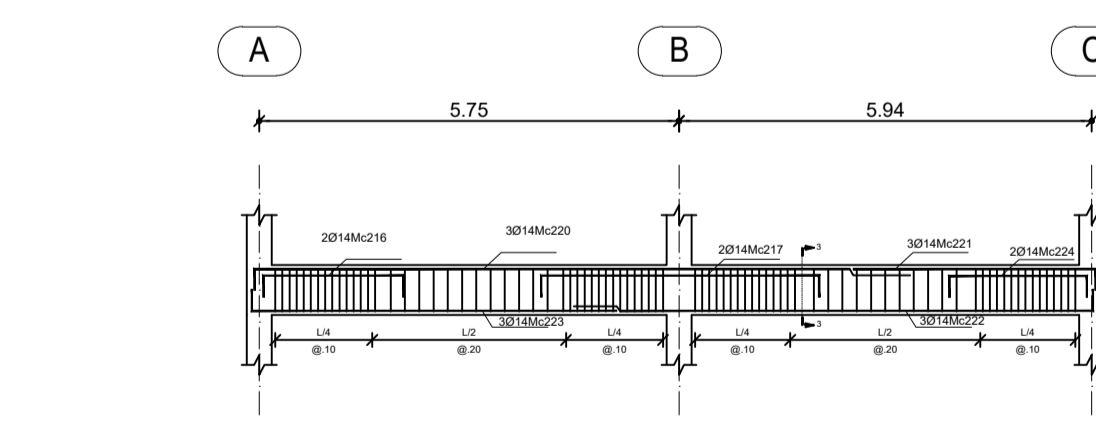
Viga Eje A.B.C.D.E.F. : 1 - 6
NIVEL + 3.06 ; + 6.12



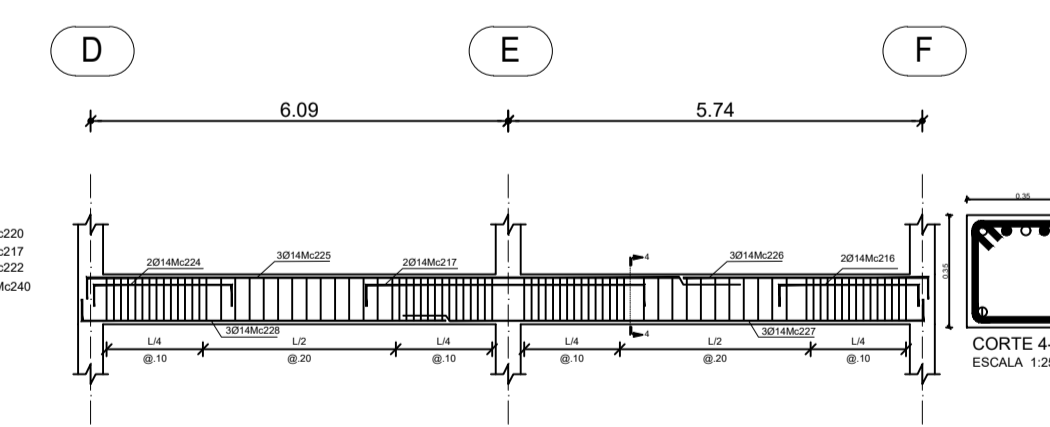
DETALLE GANCHO SISMICO SIN ESCALA



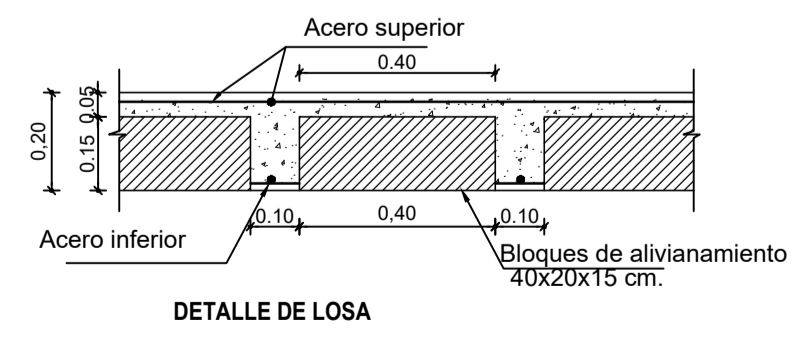
Viga Eje 2,3,4,5 : A - F NIVEL + 3.06 ; + 6.12



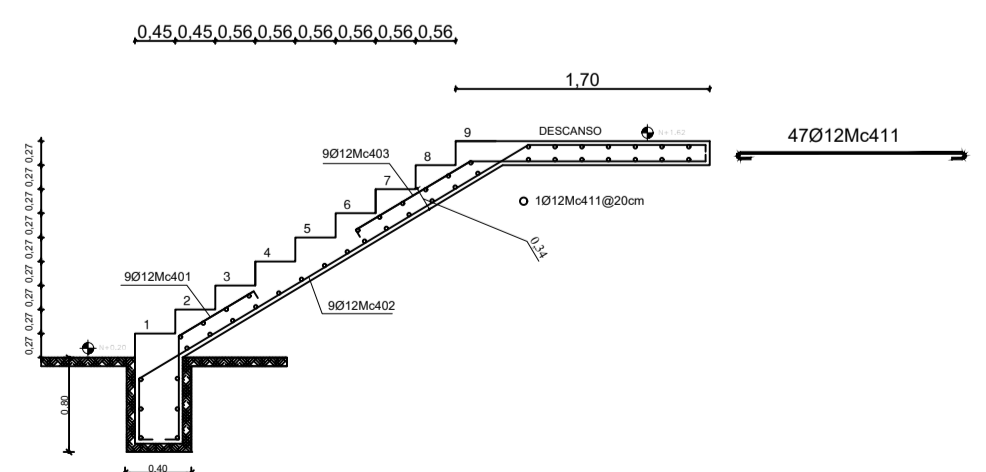
Viga Eje 1,6 : A - C NIVEL + 3.06 ; + 6.12 ; +9.18



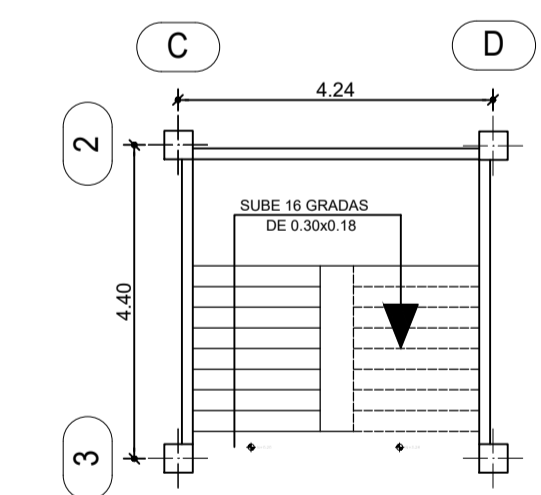
Viga Eje 1,6 : D - E NIVEL + 3.06 ; + 6.12 ; +9.18



DETALLE DE LOSA



ARMADO DE GRADAS
ESC. 1/20



DETALLE DE GRADAS
ESC. 1/50

PLANILLA DE ACEROS LOSAS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I	12	140	11.95	0.00	0.00	0.1	12.15	1701	1510.49	
102	I	12	28	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	135.8	120.59	
103	I	12	174	9.05	0.00	0.00	0.1	9.25	1609.5	1429.24	
104	I	12	80	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	388	344.54	
105	C	12	70	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	157.5	139.86	
106	C	12	70	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	294	261.07	
107	C	12	42	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	94.5	83.92	
108	C	12	56	3.42	0.15	0.00	0.00	3.72	208.32	184.99	
109	C	12	42	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	94.5	83.92	
110	C	12	70	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	294	261.07	
111	C	12	70	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	157.5	139.86	
112	C	12	80	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	140	124.32	
113	C	12	80	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	260	230.88	
114	C	12	14	1.48	0.15	0.00	0.00	1.78	24.92	22.13	
115	C	12	94	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	305.5	271.28	
116	C	12	14	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	24.5	21.76	
117	C	12	160	2.92	0.15	0.00	0.00	3.22	515.2	457.5	
118	C	12	80	1.46	0.15	0.00	0.00	1.76	140.8	125.03	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	6545.54	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	5812.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	5812.44										
HORMIGON f'c =	280 Kg/cm2										

GRADAS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 400											
Marca 400											
401	V	12	27	0.05	0.77	0.65	0.05	1.52	41.04	36.44	
402	V	12	27	0.05	0.45	4.1	1.35	6	162	143.86	
403	V	12	27	0.05	1	1.76	0.05	2.86	77.22	68.57	
404	V	12	27	0.05	1.91	4.1	0.8	6.91	186.57	165.67	
405	V	12	27	0.05	1.95	0.05	0	2.05	55.35	49.15	
406	V	12	27	0.05	1.18	0.05	0	1.28	34.56	30.69	
407	V	12	27	0.05	1.02	1.37	0.05	2.49	67.23	59.7	
411	I	12	249	1.7	0.00	0.00	0.1	1.9	473.1	420.11	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	1097.07	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	974.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	974.2										
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2										
COLUMNAS (m3) =	0.00										
VIGAS (m3) =	0.00										
LOSA 1 (m3) =	0.00										
LOSA 2 (m3) =	0.00										
No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) =	0										
No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) =	0										

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE

..a%cf39529b3.dib

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planos estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

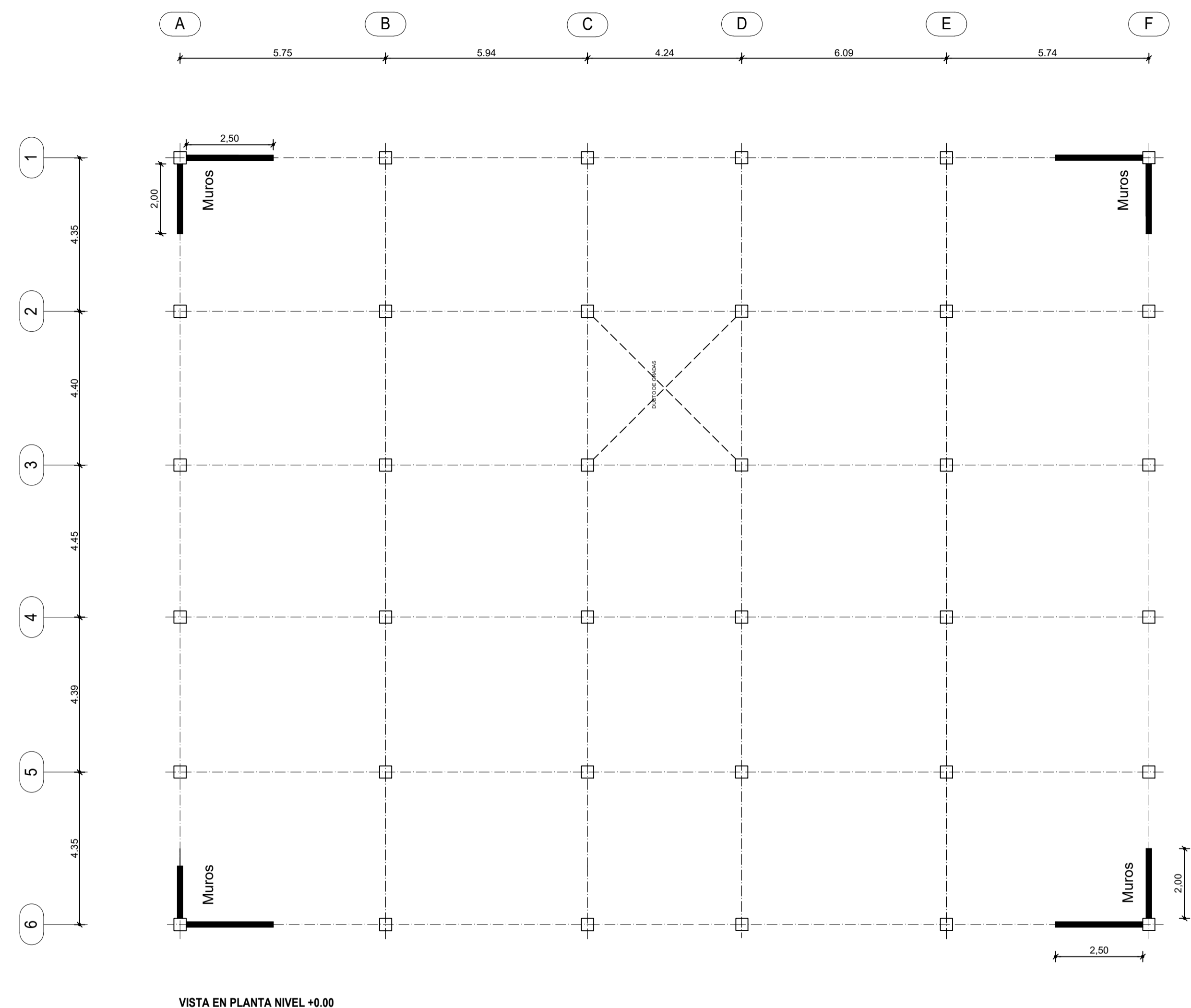
PLANO N°: 5

FECHA: JULIO 2021

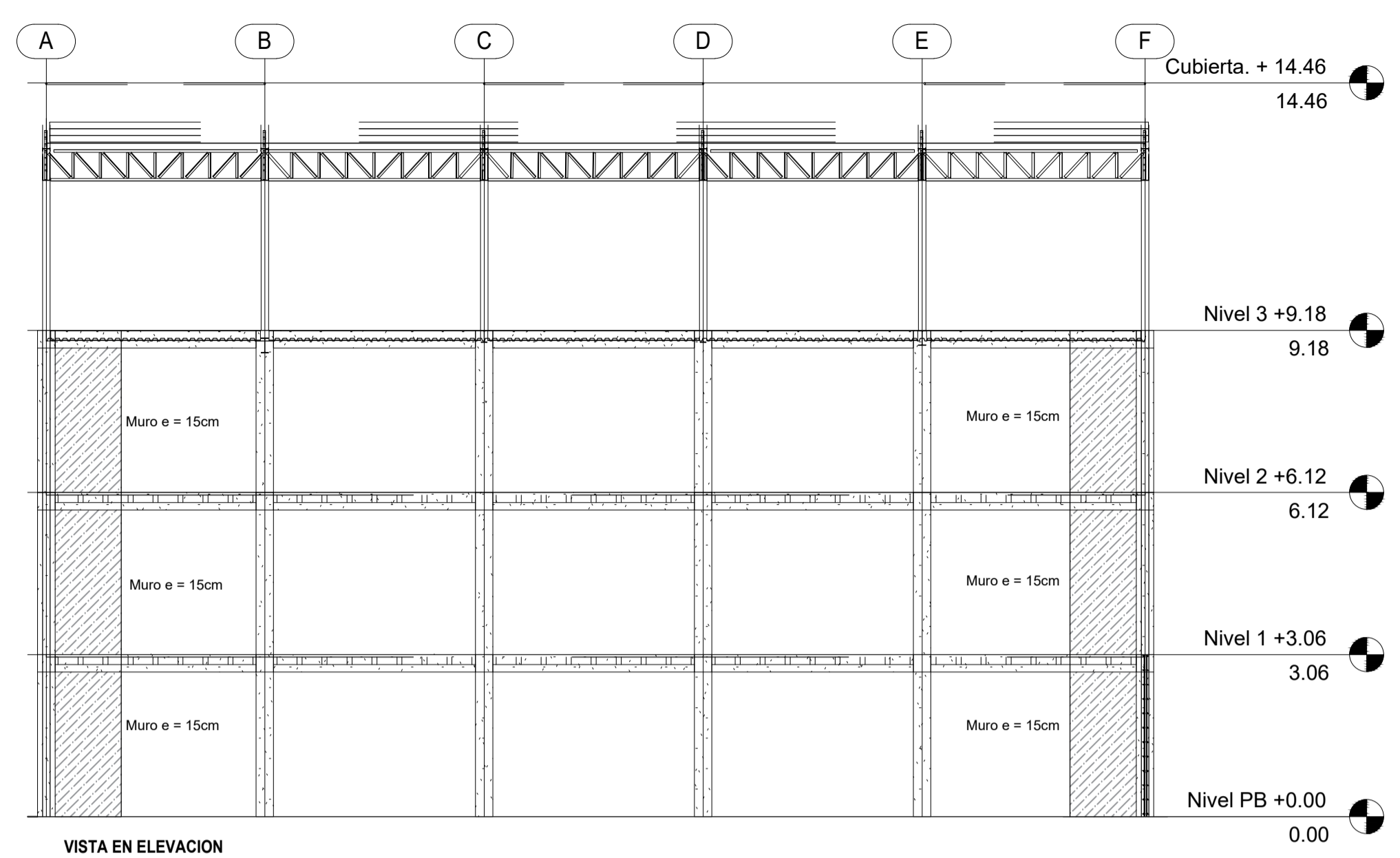
ELABORADO POR: Santiago Melendez

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

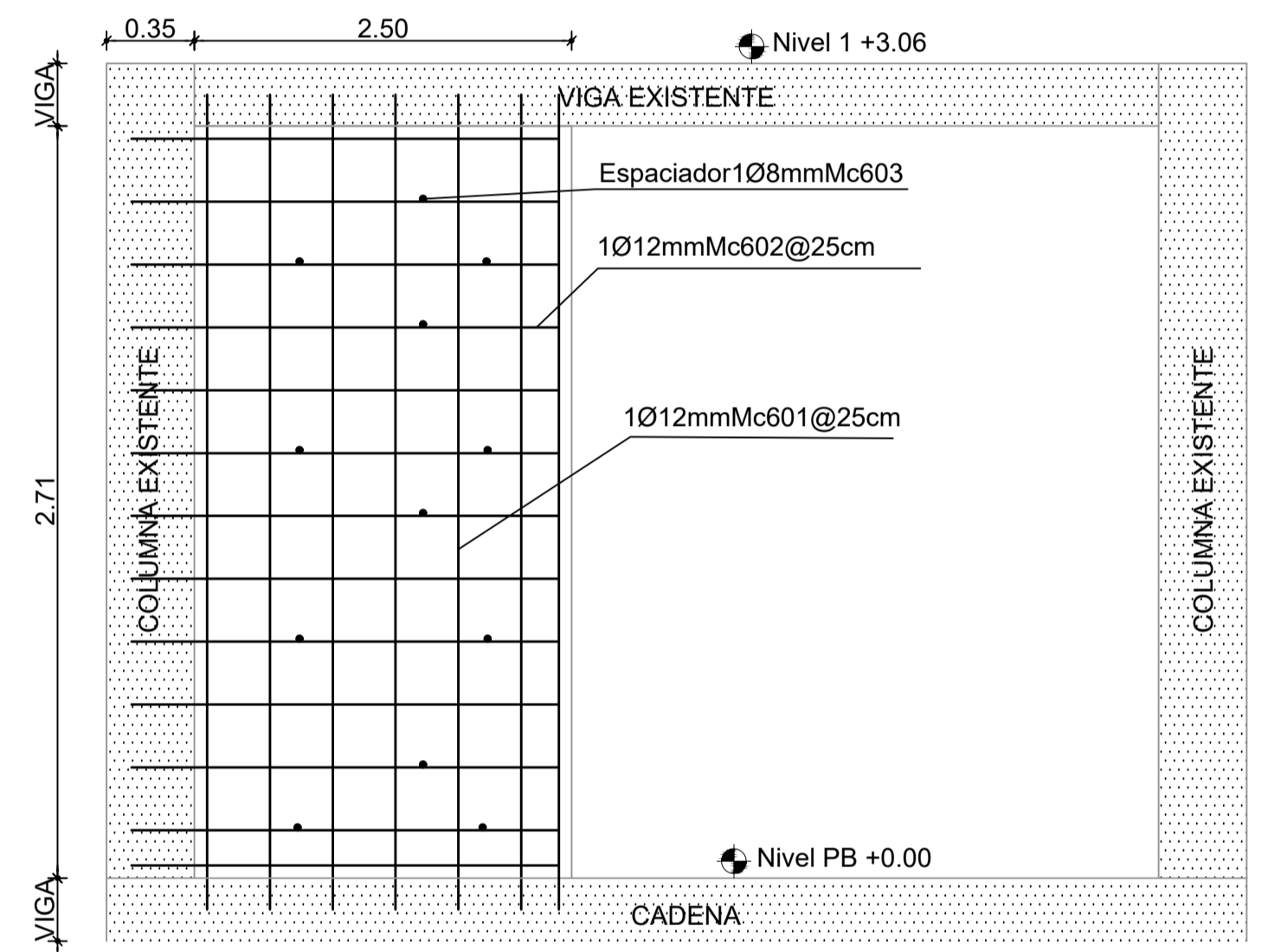
ESCALA: Indicadas



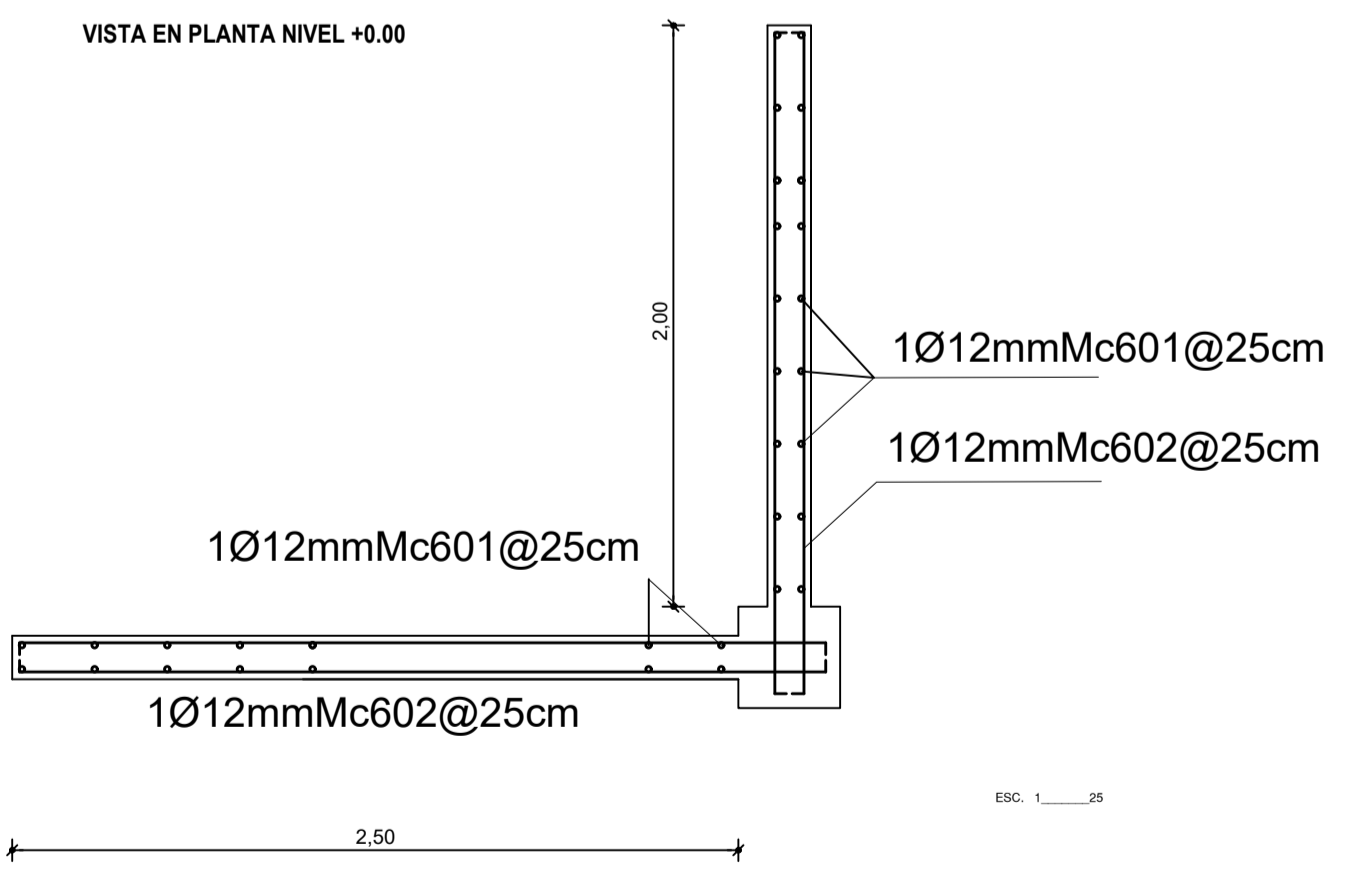
VISTA EN PLANTA NIVEL +0.00



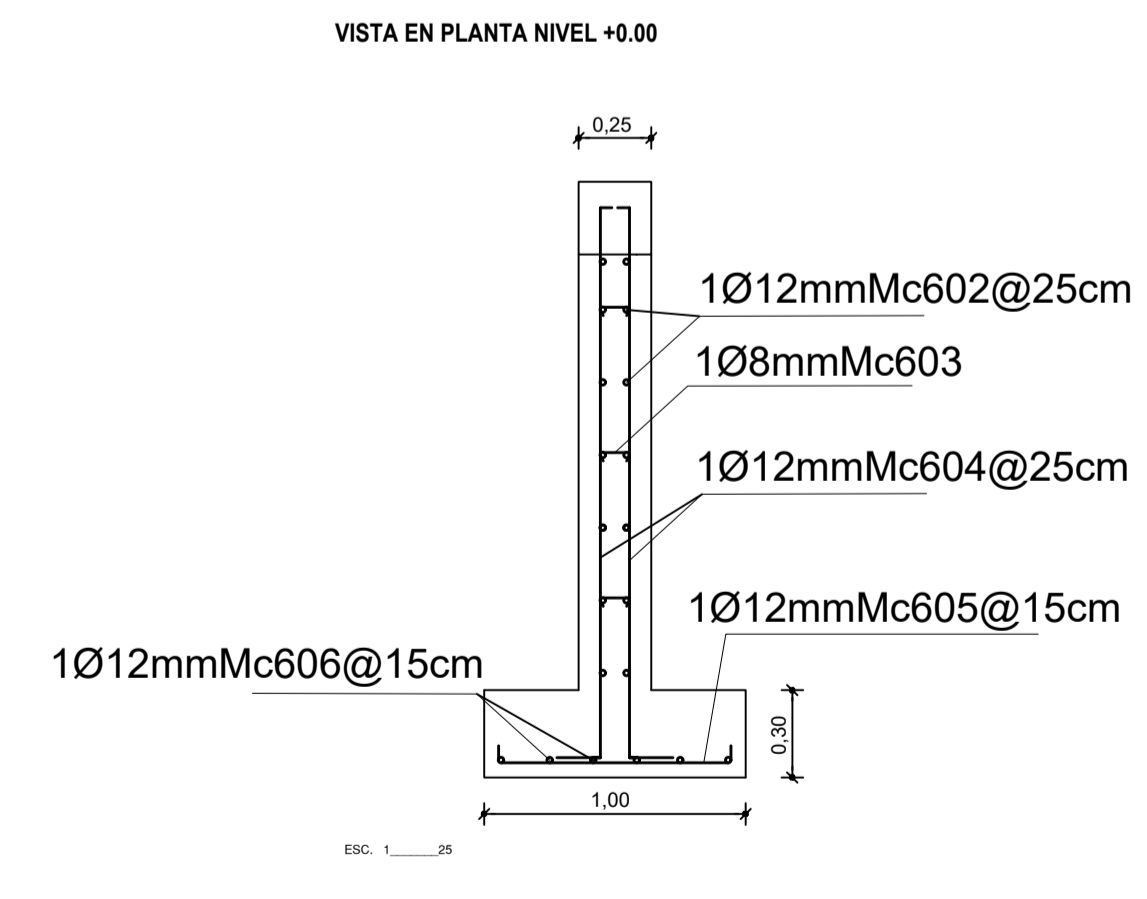
VISTA EN ELEVACION



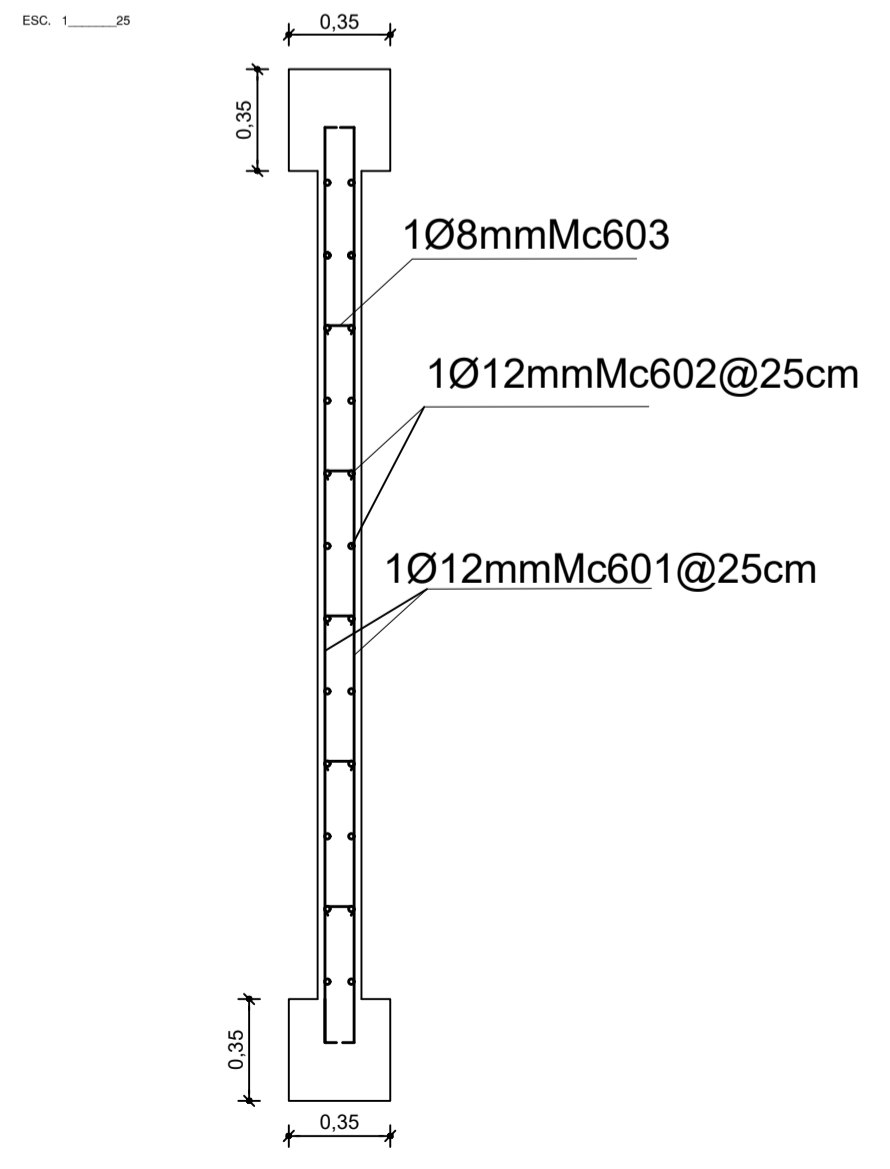
ARMADO EN ELEVACION DE MUROS
1:25



ESC. 1:25



ESC. 1:25



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 600											
602	I	12	224	1.75	0.00	0.00	0.08	1.91	427.84	379.92	
603	I	8	192	0.1	0.00	0.00	0.05	0.2	38.4	15.17	
604	L	12	224	1.85	0.3	0.00	0.08	2.23	499.52	443.57	
605	I	12	80	0.8	0.00	0.00	0.1	1	80	71.04	
606	I	12	48	1.45	0.00	0.00	0.1	1.65	79.2	70.33	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	38.4	0	1086.56	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	15.17	0.00	964.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	980.04										
HORMIGON Fc =	280 Kg/cm ²										
ESPECIFICACIONES TECNICAS:											
HORMIGON Fc = 280 Kg/cm ²											
HIERRO fy = 4200 Kg/cm ² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA											
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA											

.la\$cf39529b3.dib

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

PROYECTO:
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planos estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

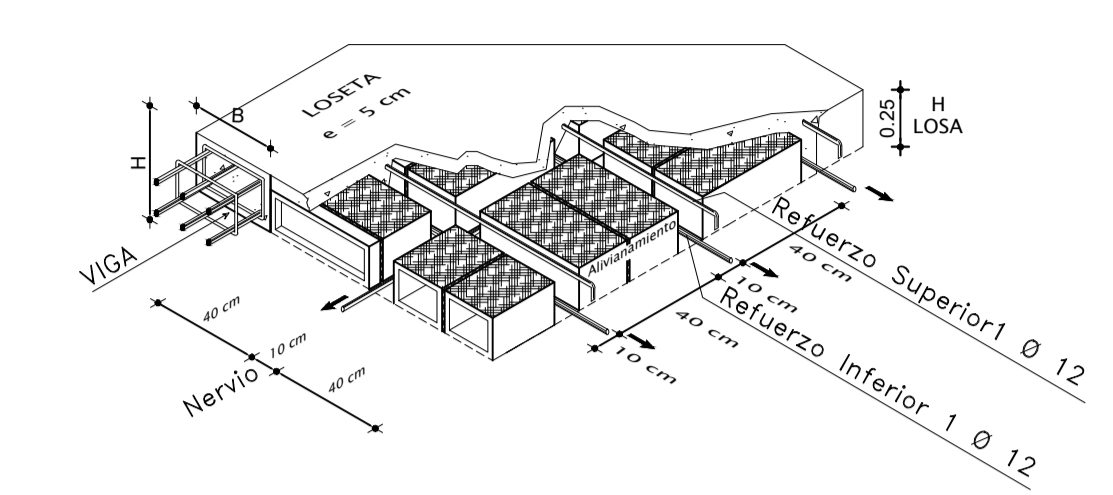
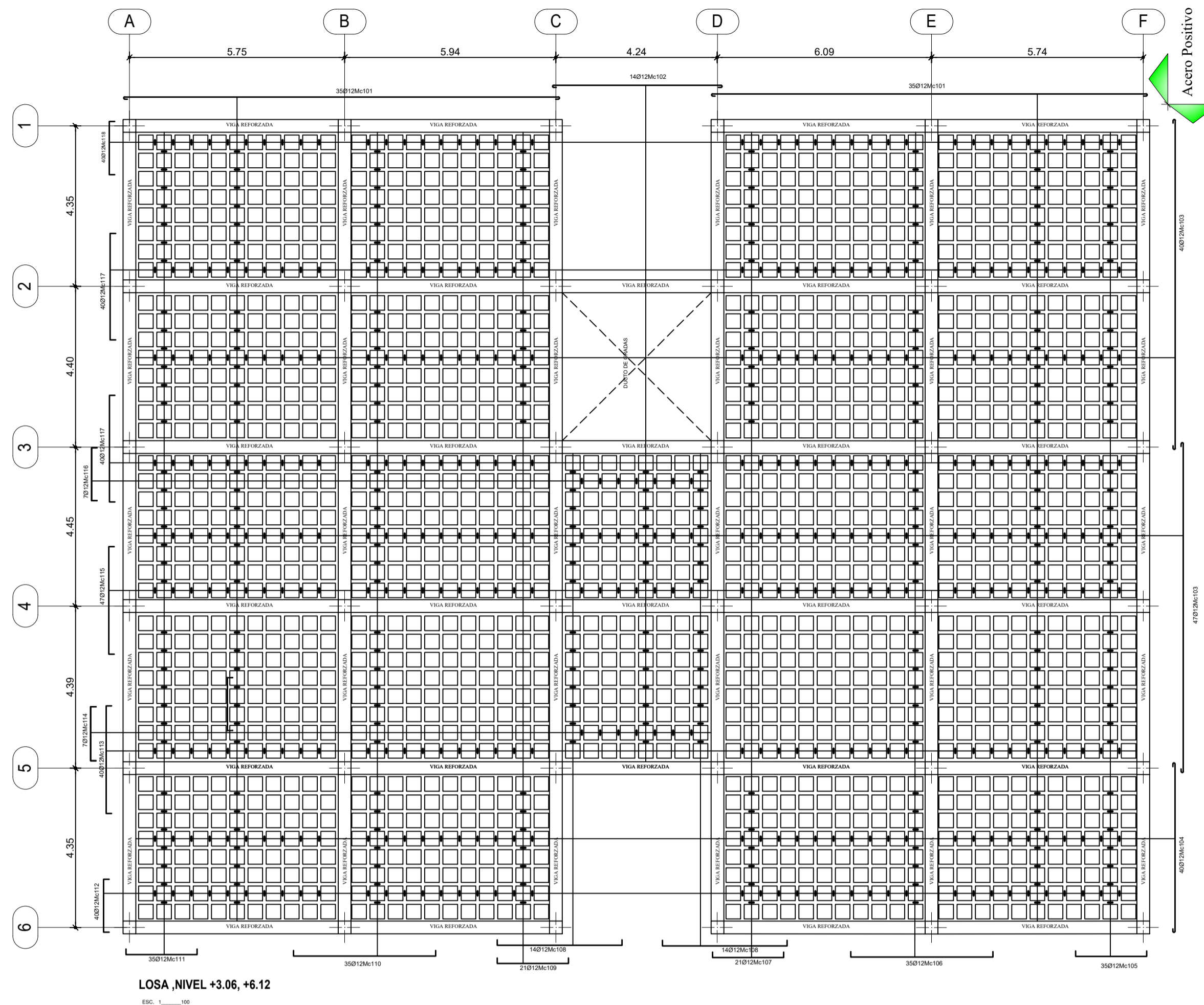
PLANO N°: 6

FECHA: Julio 2021

ELABORADO POR: Santiago Melendez

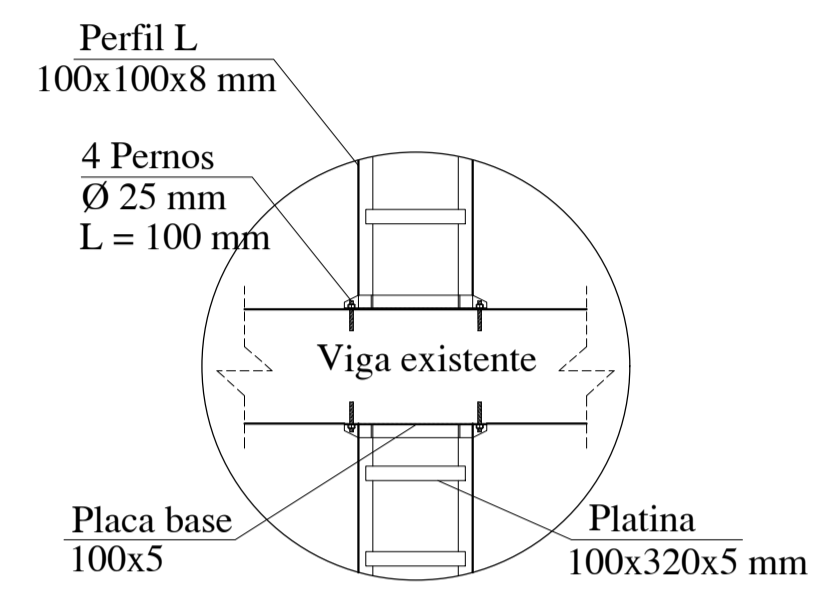
APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas

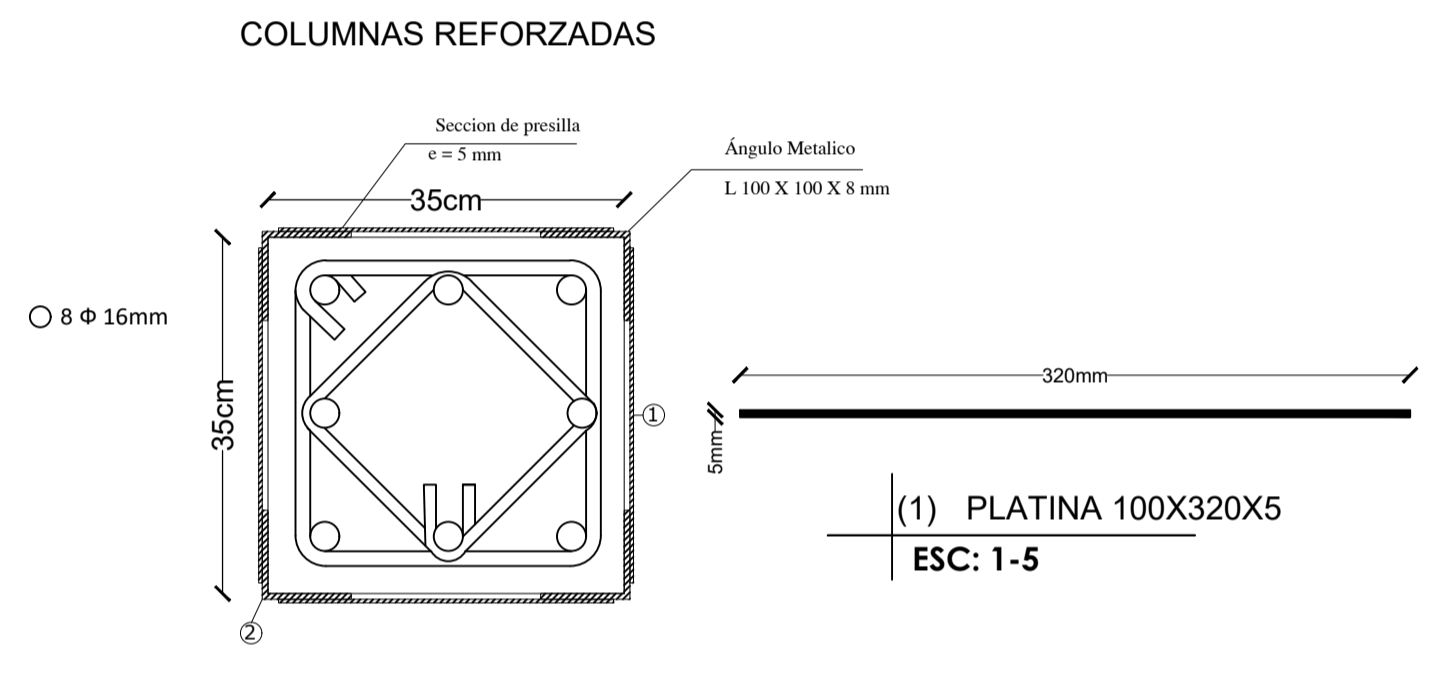


DETALLE ISOMÉTRICO LOSA ALIVIANADA S/E

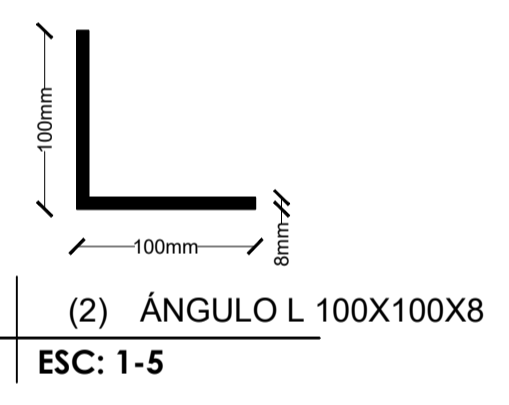
DETALLE B



DETALLE B CONEXIÓN DE LOS ÁNGULOS DE REFORZAMIENTO EN LA BASE ESC: S/E

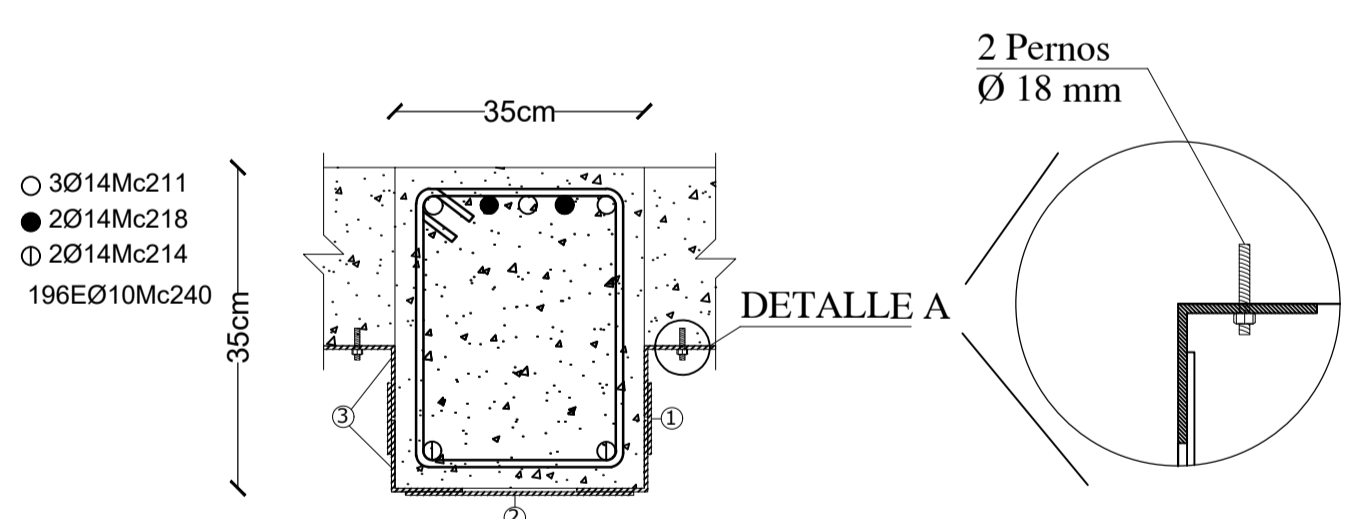


(1) PLATINA 100X320X5 ESC: 1-5



(2) ÁNGULO L 100X100X8 ESC: 1-5

VIGAS REFORZADAS

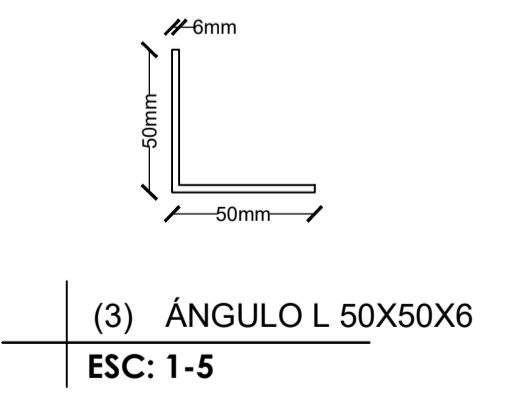


V1 REFORZADA 35x35. ESC: 1-10

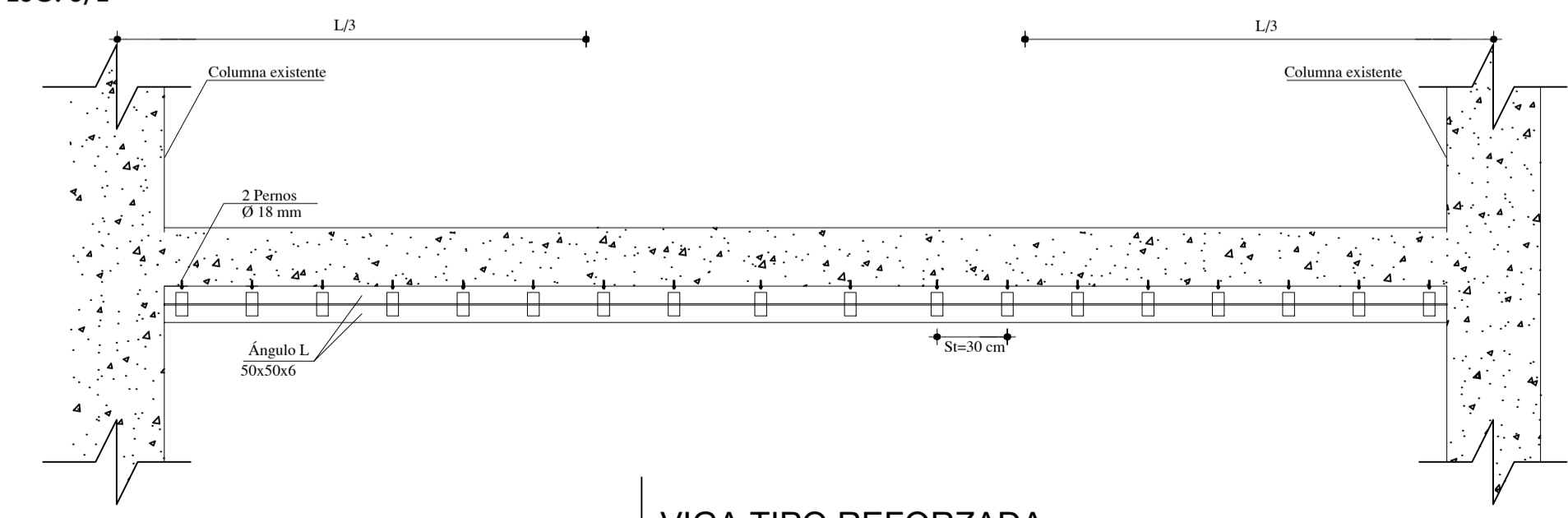
DETALLE A CONEXIÓN DE ÁNGULO DE REFORZAMIENTO EN LOSA ESC: S/E

(1) PLATINA 100X5 ESC: 1-5

(2) PLATINA 320X10X5 ESC: 1-5

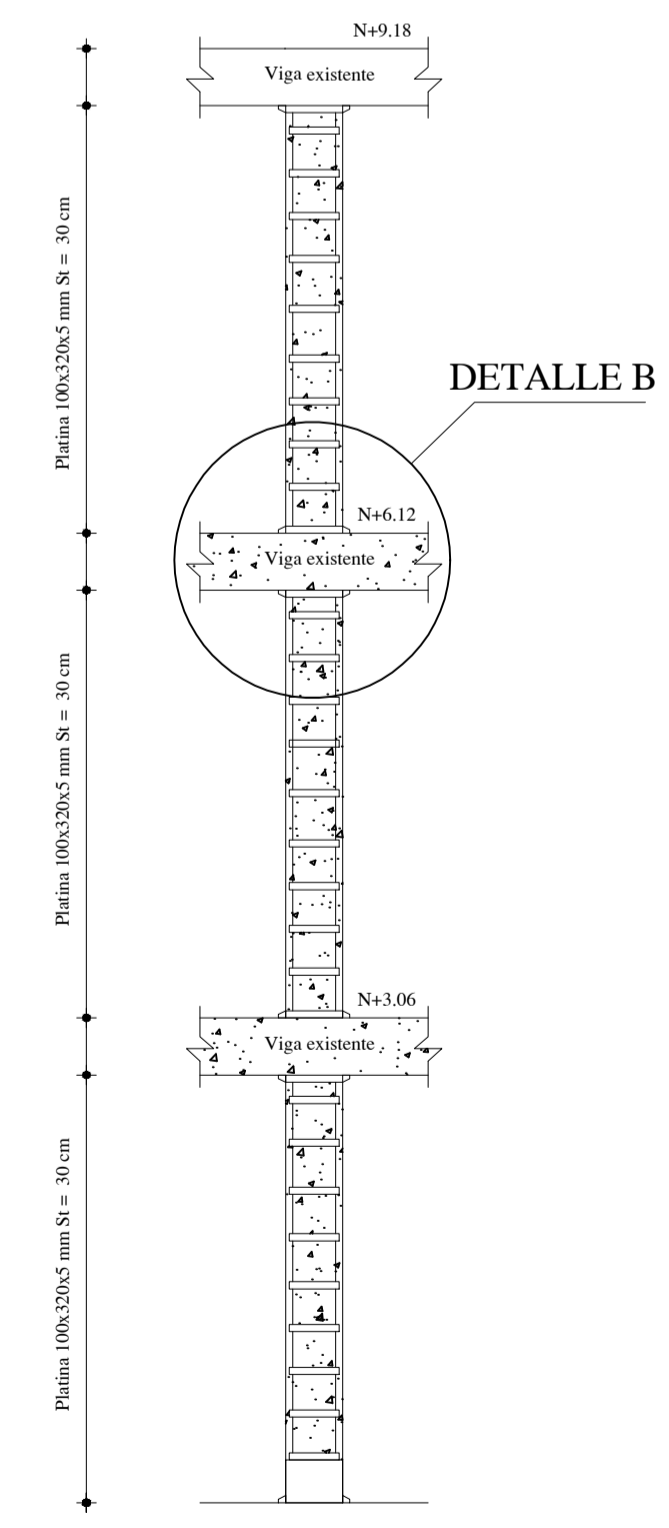


(3) ÁNGULO L 50X50X6 ESC: 1-5



VIGA TIPO REFORZADA ESC: 1-100

Nota: El reforzamiento será global en todas las vigas y columnas de la estructura.



COLUMNA TIPO REFORZADA ESC: 1-100

.la\$cf39529b3.dib

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL.

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planos estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

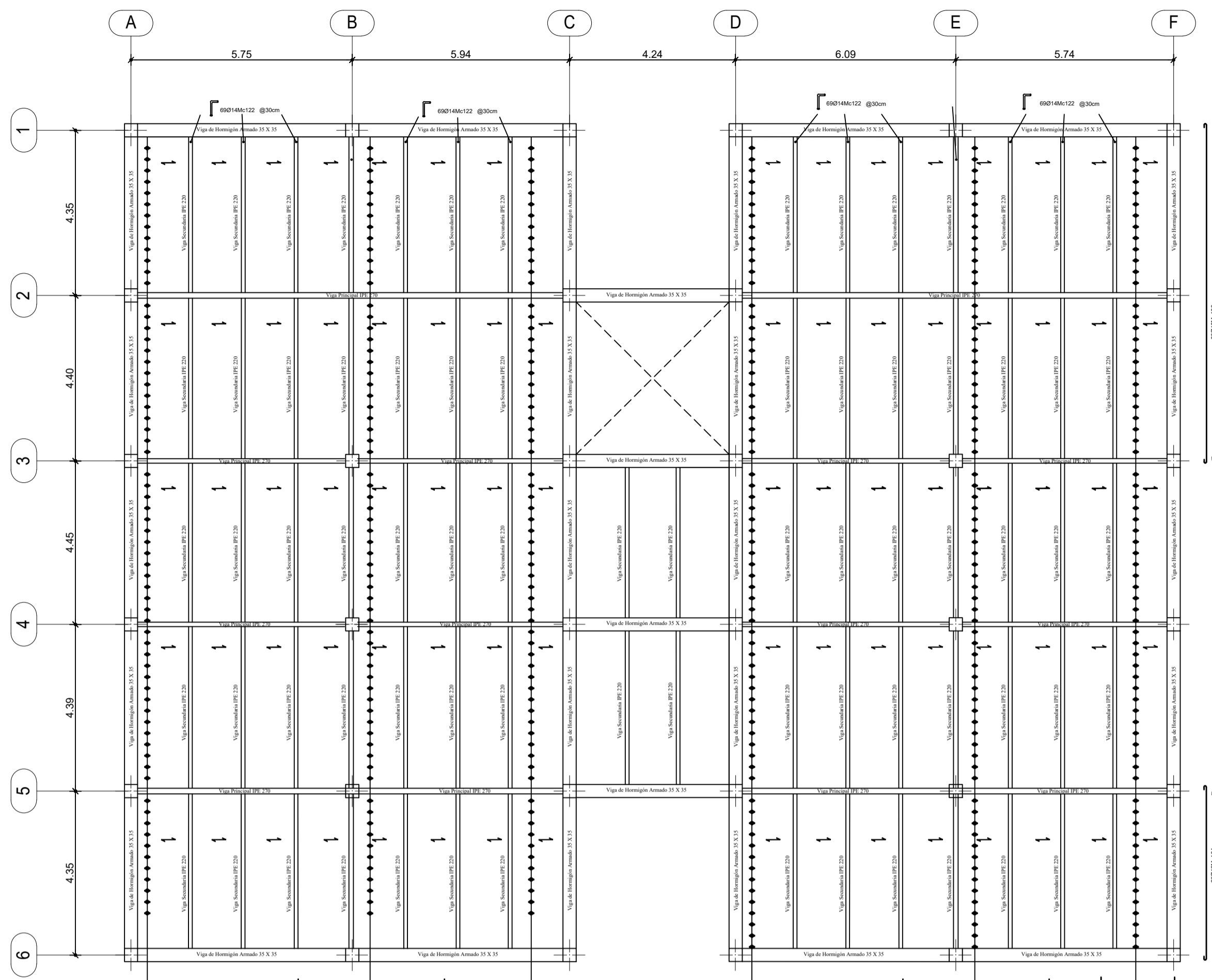
PLANO N°: 7

FECHA: Julio 2021

ELABORADO POR: Santiago Melendez

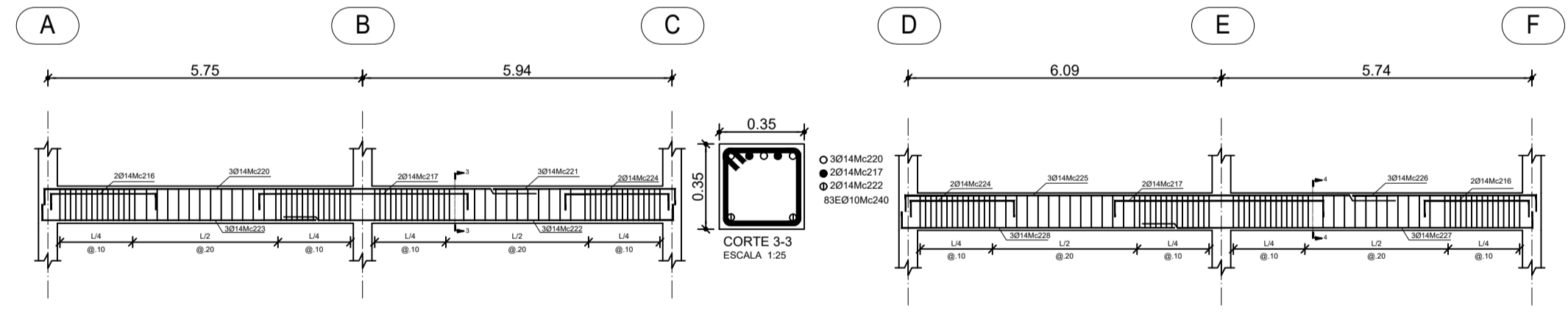
APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



LOSA_NIVEL +9.18

ESC. 1/100

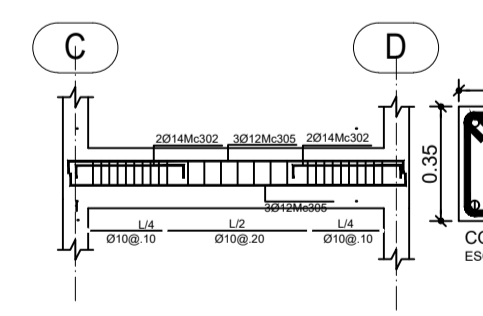


ESC. 1/100

Viga Eje 1.6 : A - C NIVEL + 9.18

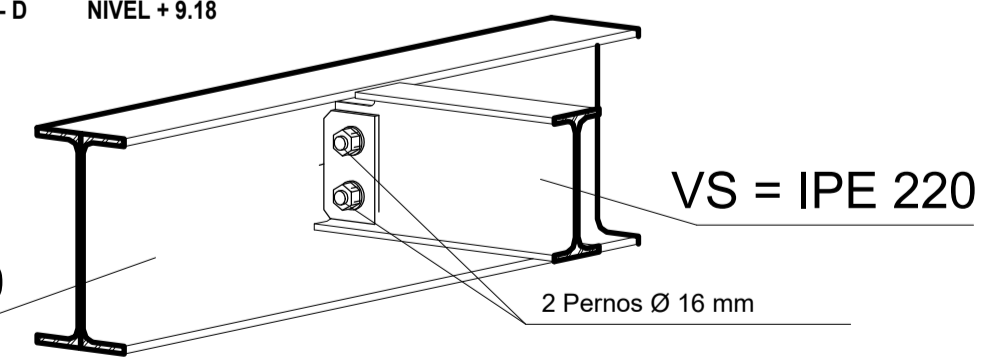
ESC. 1/100

Viga Eje 1.6 : D - F NIVEL + 9.18

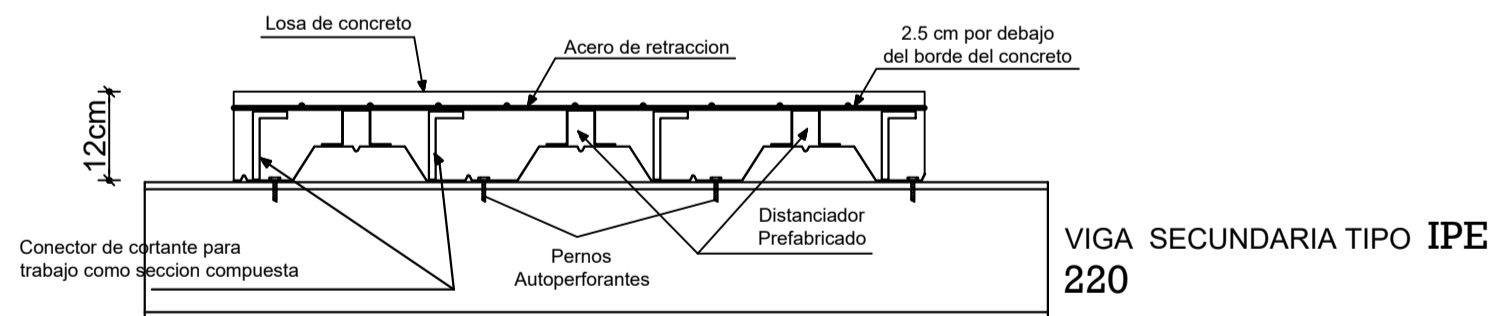


ESC. 1/100

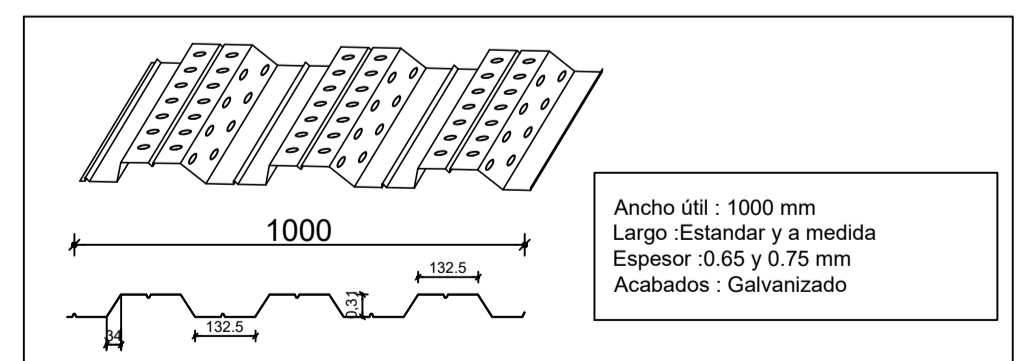
Viga Eje 2,3,4,5 : C - D NIVEL + 9.18



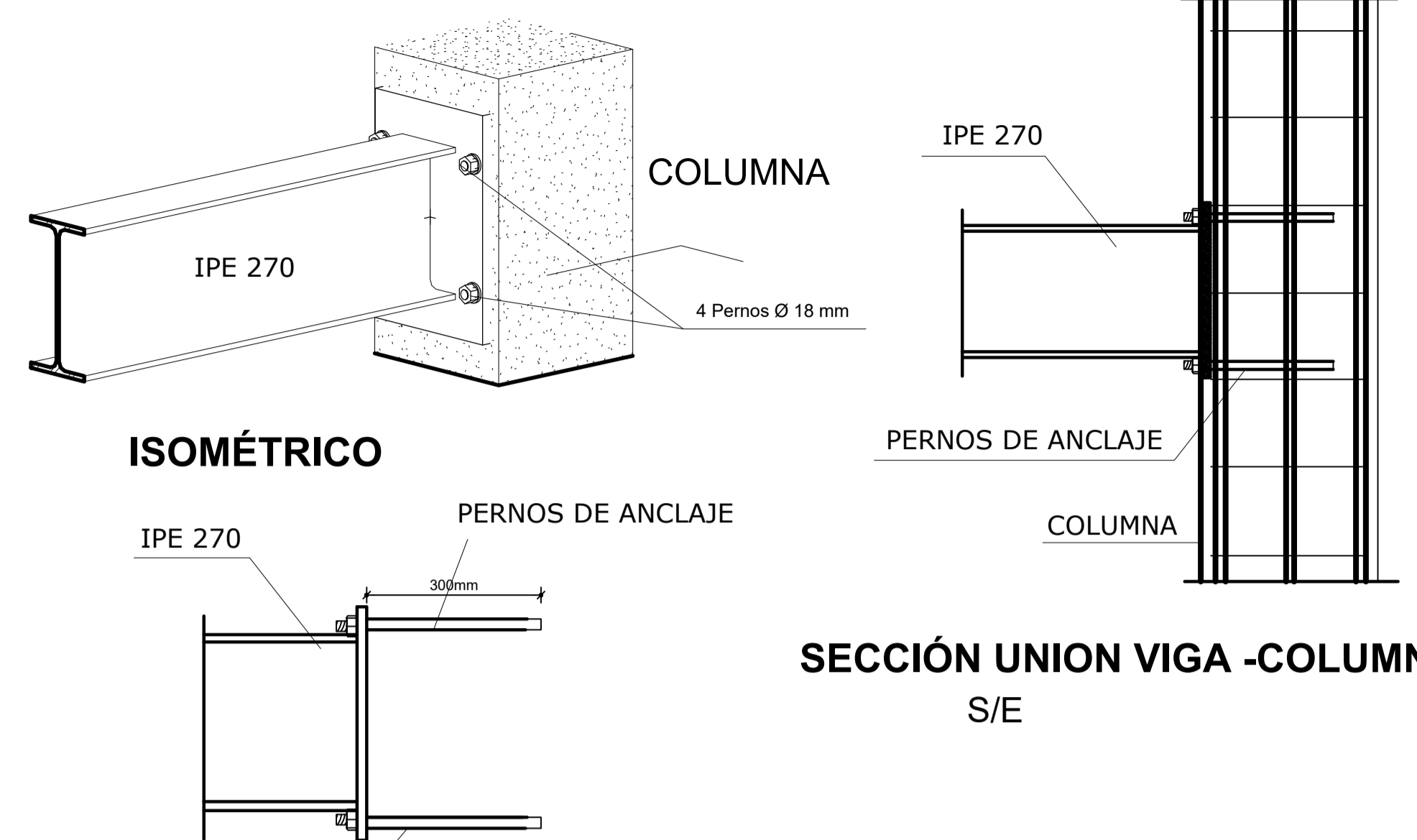
CONEXIÓN A CORTE VIGA PRICIPAL Y SECUNDARIA S/E



DETALLE TIPICO DE PLACA S/E

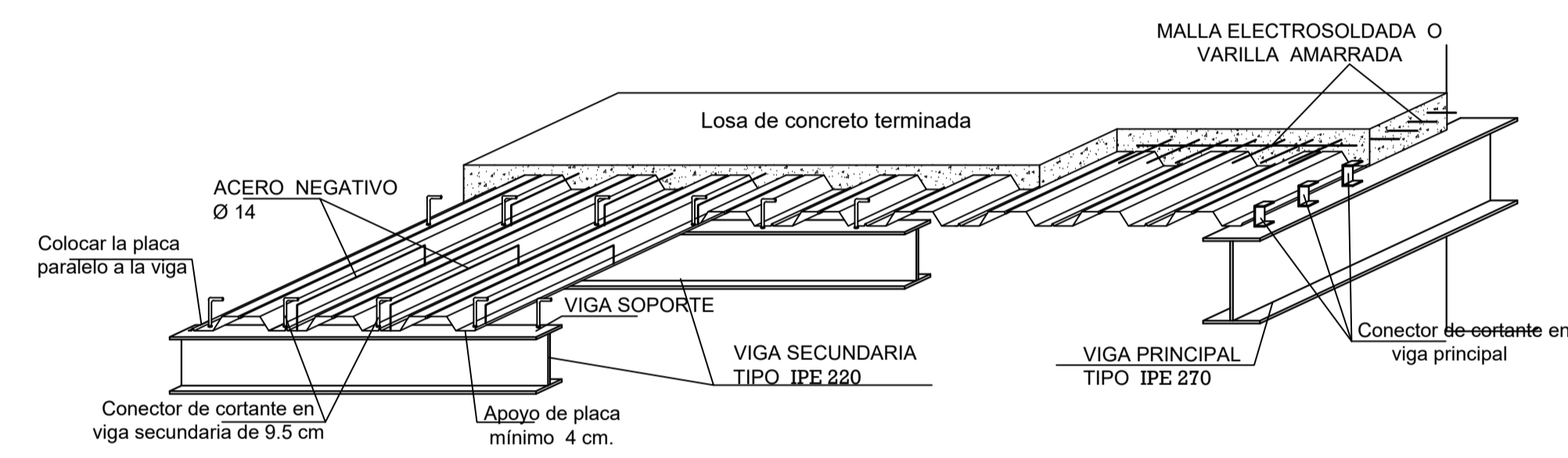


ESPECIFICACIONES DE PLACA S/E



ISOMÉTRICO
DETALLES DE PLACA Y PERNOS

SECCIÓN UNION VIGA -COLUMNA S/E



DETALLE DEL ARMADO DE PLACA S/E

Item	Posición	Sección [mm]	Cantidad total	Longitud Total [mm]	Ángulo Total [mm]	Peso Unitario [kg/m]	Peso Total [kg]
6.00	Perfiles						54424.2800
6.10	Viga Principal	IPE 270	14	23520.00		36.10	11887.0080
6.30	Viga Secundaria Y	IPE 220	74	21940.00		26.20	42537.2720

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
LOSA Y VIGAS											
103	I	12	47	9.05	0.00	0.00	0.1	9.25	434.75	386.06	Observacion
104	I	12	20	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	97	86.14	Observacion
119	C	14	138	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	310.5	375.08	Observacion
120	C	14	138	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	579.6	700.16	Observacion
121	C	14	138	1.96	0.15	0.00	0.00	2.26	311.88	376.75	Observacion
122	L	14	276	0.09	0.05	0.00	0	0.14	38.64	46.68	Observacion
Marca 300											
302	C	14	16	1.30	.15	0.00	0.00	1.6	25.6	30.92	Observacion
305	C	12	24	4.05	.15	0.00	0.00	4.35	104.4	92.71	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	636.15	1266.22	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	564.9	1529.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 2094.49
HORMIGON Fc = 280 Kg/cm²

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON Fc = 280 Kg/cm²
HIERRO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

.la\$cf39529b3.dib

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

PROYECTO:
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planos estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO N°: 8

FECHA: Julio 2021

ELABORADO POR: Santiago Melendez

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas