



FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 5
NIVELES DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN LA CIUDAD DE
MANTA

AUTORES: ALAN FERNANDO CALI MACAS
ALBERTO FABRICIO PERALTA ACUÑA

TUTOR: ING. LEONARDO PALOMEQUE FREIRE, M Sc

GUAYAQUIL, ABRIL 2019

Agradecimiento

Le doy gracias a Dios por darme la oportunidad de vivir este logro, quien me a guiado por un buen camino y de haberme puesto personas maravillosas que me han ayudado a conseguir todo lo que me he propuesto.

A mi familia, y agradezco especialmente a mis padres, que me han dado la educación.

A mi tutor Ing. Leonardo Palomeque por sus consejos y sus enseñanzas que me ayudaron a culminar este proyecto.

A los docentes que han aportado con un granito de su sabiduría, que terminaron siendo fundamentales para mi.

A mis amigos que han estado siempre conmigo, aquellos que te enseñan a querer seguir adelante.

Alan Fernando Cali Macas

Agradecimiento

A Dios primordialmente por permitirme alcanzar este logro en mi vida, y darme aliento para seguir adelante en mis estudios a lo largo de mis años de formación.

A mis padres, a ellos especialmente por darme los estudios y ser el sustento de mi vida y a toda mi familia por darme su apoyo y alentarme a conseguir este logro tan importante en mi vida.

A mi tutor Ing. Leonardo Palomeque Freire por aportar con sus conocimientos a la realización de este proyecto

A mis amigos por el apoyo incondicional y alentarme a seguir con mis estudios, aquellos que te impulsan a seguir adelante.

A los ingenieros de la Facultad de Ciencias Matematicas y Fisicas por impartir sus conocimientos y aportar con nuestro aprendizaje y formación para la vida profesional.

Alberto Peralta Acuña

Dedicatoria

A mis padres: Alberto Cali y María Macas, pilares fundamentales en cada etapa que gracias a su apoyo incondicional me han ayudado a terminar mis estudios, sus consejos fueron importantes para no rendirme y permanecerme fuerte en cada reto que se presentaba.

Alan Fernando Cali Macas

Dedicatoria

A mis padres: Nicolás Peralta y Cecil Acuña por su apoyo incondicional a lo largo de mis años de formación académica, por ser el sustento de mi vida y por darme siempre consejos que me ayudan en mi formación personal

A mi familia por estar siempre apoyándome en cada paso que doy y creer en mis capacidades para lograr mis metas.

Alberto Peralta Acuña



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

Declaración Expresa

Artículo XI.- del reglamento Interno de graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestas en este trabajo de titulación corresponden exclusivamente al autor y patrimonio intelectual de la Universidad de Guayaquil.

Alan Fernando Cali Macas

095205516-8

Alberto Fabricio Peralta Acuña

093084241-4



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

ANEXO 11

Guayaquil, 09 de Abril del 2019

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR REVISOR

Yo, Ing. Raúl Robalino Díaz, M.Sc, habiendo sido nombrado tutor del trabajo de titulación "ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE UNA EDIFICACION DE 5 NIVELES DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN LA CIUDAD DE MANTA", certifico que el presente, elaborado por **ALAN FERNANDO CALI MACAS**, con C.I. N° 0952055168 Y **ALBERTO FABRICIO PERALTA ACUÑA**, con C. I. N° 0930842414, del núcleo estructurante **ESTRUCTURAS**, con mi respectiva supervisión como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, en la Carrera de Ingeniería Civil, ha sido **REVISADO Y APROBADO** en todas sus partes, encontrándose apto para su sustentación.

ING. RAÚL ROBALINO DÍAZ

DOCENTE TUTOR REVISOR
C.I. N° 0926951423



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

ANEXO 12

FECHA: Guayaquil, 09 de Abril del 2019

LICENCIA GRATUITA INTRANSFERIBLE Y NO EXCLUSIVA PARA EL USO NO COMERCIAL DE LA OBRA CON FINES NO ACADÉMICOS

Yo, **ALAN FERNANDO CALI MACAS**, con C.I. N° 0952055168 Y **ALBERTO FABRICIO PERALTA ACUÑA**, con C. I. N° 0930842414 con, certifico que los contenidos desarrollados en este trabajo de titulación, cuyo título es **"ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE UNA EDIFICACION DE 5 NIVELES DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADO EN LA CIUDAD DE MANTA"**, son de mi absoluta propiedad y responsabilidad y según el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN, autorizo el uso de una licencia gratuita intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la presente obra con fines no académicos, en favor de la Universidad de Guayaquil, para que haga uso del mismo, como fuera pertinente.

Atentamente

ALAN FERNANDO CALI MACAS
 C.I. N° 0952055168

ALBERTO FABRICIO PERALTA ACUÑA
 C.I. N° 0930842414

"CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN (Registro Oficial n. 899-Dic./2016) Artículo 114.- De los titulares de derechos de obras creadas en las instituciones de educación superior y centros educativos.- En el caso de las obras creadas en centros educativos, universidades, escuelas politécnicas, institutos superiores técnicos, tecnológicos, pedagógicos, de arte y los conservatorios superiores, e institutos públicos de investigación como resultado de su actividad académica o de investigación tales como trabajos de titulación, proyectos de investigación o innovación, artículos académicos, u otros análogos, sin perjuicio de que pueda existir relación de dependencia, la titularidad de los derechos patrimoniales corresponderá a los autores. Sin embargo, el establecimiento tendrá una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra con fines académicos.

Tribunal de graduación

Ing. Gustavo Ramírez Aguirre, M.Sc

Decano

Ing. Leonardo Palomeque Freire M.Sc

Tutor

Vocal

Vocal

ÍNDICE GENERAL

Capítulo I

Generalidades

1.1.	Planteamiento del Problema.....	1
1.2.	Formulación del Tema.....	2
1.3.	Objetivos de la Investigación.....	2
1.3.1.	Objetivo General.....	2
1.3.2.	Objetivos Específicos.....	3
1.4.	Justificación.....	3
1.5.	Delimitación del Tema.....	4

Capítulo II

Marco Teórico

2.1.	Antecedentes de la Investigación.....	6
2.2.	Marco Teórico.....	7
2.2.1.	Definición de Edificio.....	7
2.2.2.	Elementos que componen un edificio.....	7
2.2.3.	Clasificación de los edificios.....	8
2.2.4.	Muros estructurales.....	10
2.2.5.	Métodos de análisis.....	10
2.2.6.	Análisis Modal Espectral.....	10
2.2.7.	Modos de Vibrar.....	11
2.2.8.	Espectro de Diseño.....	12
2.2.9.	Diseño sismo resistente de estructuras de Hormigón Armado.....	13
2.2.10.	Filosofía de Diseño por Capacidad.....	14

2.2.11. Sistemas Estructurales.....	14
2.2.11.1. Sistema de pórticos	14
2.2.11.2. Sistema de muros	15
2.2.11.3. Sistema dual	16
2.2.11.4. Sistema Combinado.....	16
2.3. Marco Conceptual	16
2.3.1. Diseño a Flexión de Vigas.....	16
2.3.2. Diseño a Flexo-compresión de columnas.....	16
2.3.3. Rótula Plástica	17
2.3.4. Sismo de Diseño	17
2.3.5. Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z	18
2.3.6. Factor de Reducción	18
2.3.7. Coeficientes de Perfil de Suelo	18
2.3.8. Categoría de edificio y Coeficiente de Importancia I.....	19
2.3.9. Deriva de Piso.....	19
2.3.10. Secciones Agrietadas.....	20
2.3.11. Regularidad/Configuración Estructural.....	20
2.3.12. Masa Participativa.....	22
2.3.13. Análisis por Resistencia de Vigas y Columnas	22
2.4. Marco Legal.....	23
2.4.1. Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS.....	23
2.4.2. Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-HM	23
2.4.3. American Concrete Institute, ACI 318-14.....	24

Capítulo III

Marco Metodológico

3.1. Tipo y Diseño de Investigación.....	25
3.2. Descripción del proyecto	25
3.3. Calidad de los materiales	28
3.4. Factores de reducción de resistencia	28
3.5. Combinaciones de cargas	29

3.6.	Determinación del espectro de diseño.....	29
3.7.	Factor de reducción de respuesta R.....	30
3.8.	Cortante Basal.....	31
3.9.	Control de derivas	32
3.10.	Pruebas realizadas.....	33
3.11.	Revisión de los elementos estructurales por capacidad.....	34
3.11.1.	Revisión a flexión en vigas.....	34
3.11.2.	Comprobacion de requerimiento del acero	34
3.11.3.	Revisión a cortante	35
3.11.4.	Revisión a flexo-compresion de columnas.....	36
3.11.5.	Verificación de columna fuerte-viga débil.....	38
3.11.6.	Chequeo columna fuerte-viga débil mediante el programa ETABS	39

Capítulo IV

Modelo y Análisis

4.1.	Pruebas realizadas.....	40
4.1.1.	Cargas de la estructura.....	40
4.1.1.1.	<i>Peso propio de la estructura</i>	<i>40</i>
4.1.1.2.	<i>Carga Sobreimpuesta</i>	<i>40</i>
4.1.1.3.	<i>Carga viva.....</i>	<i>42</i>
4.1.1.4.	<i>Carga de escalera.....</i>	<i>43</i>
4.1.2.	Diseño de escalera	43
4.1.3.	Espectro de diseño	52
4.1.4.	Cálculo del cortante basal.....	54
4.1.5.	Modelo de la estructura en el programa ETABS.....	54
4.1.6.	Resultados obtenidos del programa ETABS.....	56
4.1.7.	Diseño por capacidad	63
4.1.7.1.	<i>Revisión de vigas a flexión.....</i>	<i>63</i>
4.1.7.2.	<i>Revisión del refuerzo longitudinal</i>	<i>67</i>
4.1.7.3.	<i>Revisión a cortante de vigas</i>	<i>69</i>

4.1.7.4. <i>Calculo de Nervios en losa</i>	75
4.1.7.5. <i>Revisión de columnas a flexo – compresión</i>	79
4.1.8. Diseño de columna por flexión biaxial mediante diagrama de interacción de ETABS	86
4.1.9. Revisión de criterio de columna fuerte-viga débil	91
4.1.10. Revisión de criterio de columna fuerte-viga débil (ETABS)	96
4.1.11. Chequeo de columna fuerte-viga débil (ETABS)	137
4.1.12. Diseño de muros estructurales	143
4.1.13. Chequeo demanda capacidad en los muros	151

Capítulo V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones	154
5.2. Recomendaciones	155

BIBLIOGRAFÍA
ANEXOS

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Cantón Manta.....	5
Ilustración 2: Ubicación de la Edificación	5
Ilustración 3: Edificio en Manta, terremoto ocurrido en 2016.....	6
Ilustración 4: Partes de un edificio.....	8
Ilustración 5: Edificio de madera para oficinas	8
Ilustración 6: Edificio de hormigon armado.....	9
Ilustración 7: Estructura con elementos de Acero	9
Ilustración 8: Modos de vibración de una estructura	12
Ilustración 9: Sistema estructural con porticos ductiles de hormigón	15
Ilustración 10: Sistema estructural con muros de cortante.....	15
Ilustración 11: Rotulas plásticas en vigas.....	17
Ilustración 12: Configuraciones estructurales recomendadas	21
Ilustración 13: Configuraciones estructurales no recomendadas	21
Ilustración 14: Configuración en planta	26
Ilustración 15: Configuración en elevación.....	27
Ilustración 16: Detallado de la losa aligerada.....	28
Ilustración 17: Diagrama de interacción de una columna.....	37
Ilustración 18: Características de pared en 1 m ²	40
Ilustración 19: Corte tipo de Escalera.....	43
Ilustración 20: Representacion de cargas sobre escalera.....	44
Ilustración 21: Detalle de acero en escalera.....	52
Ilustración 22: Espectro de respuesta elásticos e inelástico	53
Ilustración 23: Factores de masa para casos de carga	55

Ilustración 24: Espectro de respuesta elástico	56
Ilustración 25: Peso de la estructura	56
Ilustración 26: Cortante basal dinámico	57
Ilustración 27: Grafica Cortante basal dinámico	59
Ilustración 28: Cortante basal dinámico corregido con factor de amplificación.....	60
Ilustración 29: Masa participante.....	60
Ilustración 30: Grafica de derivas de piso	62
Ilustración 31: Distribución de estribos de viga en sentido x	63
Ilustración 32: Acero de refuerzo de vigas en el eje X	64
Ilustración 33: Distribución de estribos de viga en sentido x	65
Ilustración 34: Acero de refuerzo de vigas en el eje Y	66
Ilustración 35: Viga de revisión a cortante, eje X.....	69
Ilustración 36: Sección de viga estructural en el eje X	71
Ilustración 37: Viga de revisión a cortante, eje Y.....	72
Ilustración 38: Sección de viga estructural en el eje Y	74
Ilustración 39: Nervios en losa	76
Ilustración 40: Corte de losa.....	77
Ilustración 41: Grafica de carga sobre nervios	77
Ilustración 42: Grafica de momentos sobre los nervios.....	77
Ilustración 43: Numeración de columnas de la edificación.....	79
Ilustración 44: Características de sección de columna C1 y materiales.	80
Ilustración 45: Diagrama de interacción de columna esquinera C1 sentido X	80
Ilustración 46: Diagrama de interacción de columna esquinera C1 sentido Y	81
Ilustración 47: Diagrama de interacción de columna esquinera C3 sentido X	82

Ilustración 48: Diagrama de interacción de columna esquinera C3 sentido Y	83
Ilustración 49: Diagrama de interacción de columna esquinera C6 sentido X	84
Ilustración 50: Diagrama de interacción de columna esquinera C6 sentido Y	85
Ilustración 51: Diagrama de interacción de columna C1	86
Ilustración 52: Diagrama de interacción de columna C3	88
Ilustración 53: Diagrama de interacción de columna C6	90
Ilustración 54: Capacidad de momento de vigas de eje X.....	97
Ilustración 55: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C1	98
Ilustración 56: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X.....	99
Ilustración 57: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y	100
Ilustración 58: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C1	101
Ilustración 59: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y	101
Ilustración 60: Características de vigas que llegan al nudo de columna C1	102
Ilustración 61: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C1	103
Ilustración 62: Dimensiones de columnas conectadas al nudo	103
Ilustración 63: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C1	103
Ilustración 64: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo C1, sentido X	104
Ilustración 65: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X	104
Ilustración 66: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo C1, sentido Y	105
Ilustración 67: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y	105
Ilustración 68: Capacidad de momento de vigas de eje X.....	107

Ilustración 69: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3	108
Ilustración 70: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X.....	109
Ilustración 71: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje X	110
Ilustración 72: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3	111
Ilustración 73: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X.....	111
Ilustración 74: Características de vigas que llegan al nudo de columna C3	112
Ilustración 75: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C3.....	113
Ilustración 76: Dimensiones de columnas conectadas al nudo	113
Ilustración 77: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C3	113
Ilustración 78: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C3, sentido X	114
Ilustración 79: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X	114
Ilustración 80: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y	116
Ilustración 81: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3	117
Ilustración 82: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y.....	117
Ilustración 83: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C3	118
Ilustración 84: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C3, sentido Y	118
Ilustración 85: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y	119
Ilustración 86: Capacidad de momento de vigas de eje X.....	121
Ilustración 87: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C6	121
Ilustración 88: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X.....	122
Ilustración 89: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje X	123

Ilustración 90: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C6	124
Ilustración 91: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X.....	125
Ilustración 92: Características de vigas que llegan al nudo de columna C6	125
Ilustración 93: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C6.....	126
Ilustración 94: Dimensiones de columnas conectadas al nudo	126
Ilustración 95: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C6	127
Ilustración 96: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C6, sentido X	127
Ilustración 97: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X	128
Ilustración 98: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y	129
Ilustración 99: Fuerzas Cortantes de viga de eje Y	130
Ilustración 100: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y	131
Ilustración 101: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y	132
Ilustración 102: Fuerzas Cortantes de viga de eje Y	133
Ilustración 103: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y	133
Ilustración 104: Características de vigas que llegan al nudo de columna C6	134
Ilustración 105: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C6.....	135
Ilustración 106: Dimensiones de columnas conectadas al nudo	135
Ilustración 107: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C6	135
Ilustración 108: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C6, sentido Y	136
Ilustración 109: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y	136
Ilustración 110: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico A.....	137

Ilustración 111: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico A.....	138
Ilustración 112: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico B.....	139
Ilustración 113: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico 1	140
Ilustración 114: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico C	141
Ilustración 115: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico C	142
Ilustración 116: Cuadro de diseño de muros	143
Ilustración 117: Cantidad de acero necesari en cm^2	144
Ilustración 118: Grafica de muros identificados por sus respectivos pier.	145
Ilustración 119: Cuadro de diseño de acero en el muro 4	146
Ilustración 120: Representacion de acero en muro 4	146
Ilustración 121: Cuadro de diseño de acero en el muro 5	147
Ilustración 122: Representacion de acero en muro 5	147
Ilustración 123: Cuadro de diseño de acero en el muro 6	148
Ilustración 124: Representacion de acero en muro 6	148
Ilustración 125: Cuadro de diseño de acero en el muro 7	149
Ilustración 126: Representacion de acero en muro 7	149
Ilustración 127: Cuadro de diseño de acero en el muro 8	150
Ilustración 128: Representacion de acero en muro 8	150
Ilustración 129: Chequeo de relación de demanda capacidad en muros 8 y 5 respectivamente	151
Ilustración 130: Chequeo de relación de demanda capacidad en muros 7 y 4 respectivamente	152
Ilustración 131: Chequeo de relación de demanda capacidad en muro 6	153
Ilustración 132: Plano arquitectónico planta baja; unidad: metros.....	158
Ilustración 133: Plano arquitectónico planta tipo; unidad: metros.....	159

Ilustración 136: Diseño estructural de vigas de entrepiso en sentido Y.	162
Ilustración 137: Diseño estructural de vigas de cubierta, en sentido Y.	163
Ilustración 138: Diseño estructural de columnas	164
Ilustración 140: Secciones de los elementos, pórtico A	166
Ilustración 141: Diseño estructural de losa.....	167

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de Factor Z según la zona sísmica	18
Tabla 2: Valores máximos de derivas	19
Tabla 3: Factores de Reducción	29
Tabla 4: Combinaciones de carga	29
Tabla 5: Coeficientes para determinar el periodo de vibración	31
Tabla 6: Valores máximos de derivas	33
Tabla 7: Valores de la aceleración espectral respecto al periodo	53
Tabla 8: Peso de la estructura	57
Tabla 9: Periodo, masa participante y tipo de modo de vibración para los modos fundamentales	61
Tabla 10: Deriva máxima en pisos	61
Tabla 11: Deriva máxima de la estructura	62
Tabla 12: Esfuerzos en columnas esquineras	79
Tabla 13: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C1 en sentido x	80
Tabla 14: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C1 en sentido Y	81
Tabla 15: Esfuerzos en columnas laterales	82
Tabla 16: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C3 en sentido X	82
Tabla 17: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C3 en sentido Y	83
Tabla 18: Esfuerzos en columnas centrales	84
Tabla 19: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C6 en sentido X	84
Tabla 20: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C6 en sentido Y	85

Tabla 21: Valores de momentos y cortante del ETABS	87
Tabla 22: interpolación para la obtención del momento en ambos sentidos ...	87
Tabla 23: Comprobación de respuestas de momentos (columna C1)	87
Tabla 24: Valores de momentos y cortante del ETABS	89
Tabla 25: interpolación para la obtención del momento en ambos sentidos ...	89
Tabla 26: Comprobación de respuestas de momentos (columna C3)	89
Tabla 27: Valores de momentos y cortante del ETABS	90
Tabla 28: Comprobación de respuestas de momentos (columna C3)	91
Tabla 29: Comprobación de respuestas de momentos (columna C6)	91
Tabla 30: Datos de vigas que llegan a la columna C1 (ambos sentidos)	96
Tabla 31: Datos de columna C1	96
Tabla 32: Propiedades de la viga 1	96
Tabla 33: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda).....	97
Tabla 34: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)	97
Tabla 35: Resumen de capacidad de momentos (viga 1).....	97
Tabla 36: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)	97
Tabla 37: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)	98
Tabla 38: Resultados de la viga 1.....	98
Tabla 39: Propiedades de la viga 2	99
Tabla 40: Capacidad de momento de la viga 2 (izquierda).....	99
Tabla 41: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)	99
Tabla 42: Resumen de capacidad de momentos (viga 2).....	100
Tabla 43: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)	100
Tabla 44: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)	100
Tabla 45: Resultados de la viga 2.....	101
Tabla 46: Área de acero de viga 1	102
Tabla 47: Área de acero de viga 2.....	102

Tabla 48: Capacidad viga 1	102
Tabla 49: Capacidad viga 2	103
Tabla 50: Sumatoria de momentos de viga 1 y columna C1.....	104
Tabla 51: Resultados de columna fuerte - viga débil	104
Tabla 52: Sumatoria de momentos de viga 2 y columna C1.....	105
Tabla 53: Resultados de columna fuerte - viga débil	105
Tabla 54: Datos de vigas que llegan a la columna C3 (eje X)	106
Tabla 55: Datos de columna C3	106
Tabla 56: Propiedades de la viga 1 (eje X).....	106
Tabla 57: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda).....	106
Tabla 58: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)	107
Tabla 59: Resumen de capacidad de momentos (viga 1).....	107
Tabla 60: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)	107
Tabla 61: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)	108
Tabla 62: Resultados de la viga 1.....	108
Tabla 63: Propiedades de la viga 3 (eje X).....	109
Tabla 64: Capacidad de momento de la viga 3 (izquierda).....	109
Tabla 65: Capacidad de momento de la viga 3 (derecha)	109
Tabla 66: Resumen de capacidad de momentos (viga 3).....	110
Tabla 67: Corte por capacidad Vp1 (viga 3)	110
Tabla 68: Corte por capacidad Vp2 (viga 3)	110
Tabla 69: Resultados de la viga 3.....	111
Tabla 70: Área de acero de viga 1	112
Tabla 71: Área de acero de viga 3.....	112
Tabla 72: Capacidad viga 1	112
Tabla 73: Capacidad viga 3	113
Tabla 74: Sumatoria de momentos de vigas 1,3 y columna C3.....	114

Tabla 75: Resultados de columna fuerte - viga débil	114
Tabla 76: Datos de vigas que llegan a la columna C3 (eje Y)	115
Tabla 77: Propiedades de la viga 2 (eje Y)	115
Tabla 78: Capacidad de momento de la viga 2 (izquierda).....	115
Tabla 79: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)	115
Tabla 80: Resumen de capacidad de momentos (viga 2).....	116
Tabla 81: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)	116
Tabla 82: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)	116
Tabla 83: Resultados de la viga 2.....	117
Tabla 84: Sumatoria de momentos de viga 2 y columna C3.....	118
Tabla 85: Resultados de columna fuerte - viga débil	118
Tabla 86: Datos de vigas que llegan a la columna C6 (eje X)	119
Tabla 87: Datos de columna C6	119
Tabla 89: Capacidad de momento de la viga 3 (izquierda).....	120
Tabla 90: Capacidad de momento de la viga 3 (derecha)	120
Tabla 91: Resumen de capacidad de momentos (viga 3).....	120
Tabla 92: Corte por capacidad Vp1 (viga 3)	121
Tabla 93: Corte por capacidad Vp2 (viga 3)	121
Tabla 94: Resultados de la viga 3.....	122
Tabla 95: Propiedades de la viga 4 (eje X)	122
Tabla 96: Capacidad de momento de la viga 4 (izquierda).....	123
Tabla 97: Capacidad de momento de la viga 4 (derecha)	123
Tabla 98: Resumen de capacidad de momentos (viga 4).....	123
Tabla 99: Corte por capacidad Vp1 (viga 4)	123
Tabla 100: Corte por capacidad Vp2 (viga 4)	124
Tabla 101: Resultados de la viga 4.....	124
Tabla 102: Área de acero de viga 3.....	125

Tabla 103: Área de acero de viga 4.....	125
Tabla 104: Capacidad viga 3	126
Tabla 105: Capacidad viga 4	126
Tabla 106: Sumatoria de momentos de viga 3,4 y columna C3.....	127
Tabla 107: Resultados de columna fuerte - viga débil	127
Tabla 108: Datos de vigas que llegan a la columna C6 (eje Y)	128
Tabla 109: Datos de columna C6	128
Tabla 95: Propiedades de la viga 1 (eje Y).....	128
Tabla 110: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda).....	129
Tabla 111: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)	129
Tabla 112: Resumen de capacidad de momentos (viga 1).....	129
Tabla 113: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)	129
Tabla 114: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)	130
Tabla 115: Resultados de la viga 1.....	130
Tabla 116: Propiedades de la viga 2 (eje Y).....	131
Tabla 117: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)	131
Tabla 118: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)	131
Tabla 119: Resumen de capacidad de momentos (viga 2).....	132
Tabla 120: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)	132
Tabla 121: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)	132
Tabla 122: Resultados de la viga 2.....	133
Tabla 123: Área de acero de viga 1	134
Tabla 124: Área de acero de viga 2.....	134
Tabla 125: Capacidad viga 1	134
Tabla 126: Capacidad viga 2	135
Tabla 127: Sumatoria de momentos de viga 3,4 y columna C3.....	136
Tabla 128: Resultados de columna fuerte - viga débil	136

Tabla 129: Descripción de perfiles de suelo	169
Tabla 130: Valores de coeficiente de amplificación de suelo F_a	169
Tabla 131: Valores de coeficientes de suelo F_d	169
Tabla 132: Valores de coeficiente de comportamiento no lineal F_s	170
Tabla 133: Valores de la relación de amplificación espectral	170
Tabla 134: Valores de factor usado en el espectro de diseño elástico	170
Tabla 135: Valores de coeficientes de importancia según la categoría de la edificación	171

Resumen

El análisis modal espectral es un método que nos ayuda a estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural para que una edificación alcance los niveles de desempeño que se requiere ante un sismo ya que este influye en la estructuración y diseño de toda edificación.

Este proyecto se basa en el análisis y diseño sismo resistente de una edificación de 5 pisos de hormigón armado con lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 para establecer el espectro de diseño y así conocer el comportamiento que tendrá esta estructura ante una excitación dinámica.

Palabras claves:

ANÁLISIS – MODAL – ESPECTRAL – EDIFICACIÓN – 5 NIVELES

Abstract

The spectral modal analysis is a method that to us estimate the displacements and forces in the elements of a structural system so that a building reaches the levels of defense that is required before an earthquake as this influences the structuring and design of any building.

This project is based on the analysis and earthquake resistant design of a five-story reinforced concrete building with guidelines of the Ecuadorian Construction Standard 2015 to establish the design spectrum and thus know the behavior that this structure will have a dynamic excitation.

Keywords:

ANALYSIS – MODAL – SPECTRAL – EDIFICATION – 5 LEVELS

Introducción

Los edificios son estructuras esenciales para diversos beneficios y usos, para hospitales, centros de educación, oficinas, departamentos, etc. Por lo tanto estos tipos de estructuras deben tener un nivel de defensa como la prevención del colapso de la estructura ante un sismo y así estas estructuras se puedan usar inmediatamente.

Una edificación está sometida a varios tipos de esfuerzos como compresión, torsión, tracción, flexión y esfuerzo a cortante por ello una de las características más importantes son la rigidez y estabilidad.

En la construcción de edificaciones se debe estar seguro que la cimentación y estructura cumplan los parámetros legales y del correcto diseño de los elementos estructurales, este último es importante en la estructura debido a que son las que mejoran el comportamiento estructural dada por esfuerzos de tensión y compresión.

El proyecto que se presenta a continuación se realiza con el fin de analizar una estructura utilizando el método dinámico espectral de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) para el diseño sísmo resistente de una edificación.

El método dinámico espectral se realiza con el objeto de determinar la masa participante, modos de vibración y derivas de piso que puede tener una estructura, teniendo en cuenta el espectro de diseño, el cual se define dependiendo el lugar donde se ubicará la estructura. Se realizará un modelo de la edificación con ayuda del software ETABS 2016 en el que se definirá las características geométricas y propiedades de los materiales correspondientes a los elementos estructurales.

El proyecto contiene los siguientes capítulos:

Capítulo I, se identifica la problemática que es objeto de estudio, con el cual se realiza la formulación del tema para luego detallar los objetivos, justificación y delimitación de este.

Capítulo II, se describe los antecedentes, investigaciones previas y consideraciones teóricas a las cuales se delimita el estudio de los objetivos establecidos.

Capítulo III, se explica la metodología que se lleva a cabo para obtener las dimensiones de los elementos y proceder a realizar el modelado de la edificación en el software.

Capítulo IV, comprende los criterios de diseño de vigas, columnas, escalera y muros, tomando en cuenta las especificaciones del código ACI 318-14.

Capítulo V, se indica las conclusiones y recomendaciones del trabajo investigativo realizado.

Capítulo I

Generalidades

1.1. Planteamiento del Problema

Estos últimos años se ha producido varios sismos en nuestro país y uno de estos ocurrió el 16 de abril del 2016 con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, que afectó a varias provincias y dejó algunas edificaciones afectadas y colapsadas. Este sismo dejó claras evidencias que existe falencias en el debido proceso constructivo de estructuras de hormigón armado.

El incorrecto análisis que se dan a las edificaciones y en algunos casos no tienen ciertos análisis, ha producido fallas en su estructura, y nuestro país al estar en una complejidad geológica tiene un nivel de actividad sísmica importante y estas son las estructuras mas afectadas.

Además de los elementos estructurales se debe tener en cuenta los elementos no estructurales es decir a los acabados y decoraciones arquitectónicas ya que al desprenderse estos elementos puede causar daños a las personas que la habiten y además generan daños a los elementos estructurales.

Ecuador al encontrarse en la zona del cinturón del Cencupacífico Sur, denominada anillo de fuego, se producen eventos sísmicos que tiene como consecuencia daños a los elementos estructurales o el colapso de las edificaciones, pérdidas humanas por la mala construcción de esta.

A estas instancias existen diversos programas que permiten el modelado estructural, de entre los cuales el ETABS es uno de los mas utilizado al hablar de edificaciones, ya que esta es una herramienta útil para modelar, calcular y analizar

estructuras; con la ayuda de este software se reduce el tiempo empleado de manera eficaz.

Computers & Structures, INC (2018) nos indica las ventajas que se tiene con el software ETABS como la creación de modelos fácilmente y de forma realista; se pueden crear informes, intuitivos y de fácil lectura, para cualquier análisis o dimensionamiento efectuado en el modelo. En el caso de estructuras de hormigón armado y estructuras metálicas, es posible obtener diseños esquemáticos del modelo, cuadros resumen de armaduras, tablas informativas de los perfiles y conexiones dimensionadas, detalles de los elementos estructurales y respectivos cortes.

1.2. Formulación del Tema

Es posible prever desastres y pérdidas humanas ante un evento sísmico y es que con el avance de la tecnología y software que existen en la actualidad nos facilita tener una idea de como se comportara una edificación.

Para reducir los efectos que produce un sismo a las edificaciones se debe diseñar los elementos estructurales correctamente, por lo tanto, utilizaremos un software el cual nos de resultados basados en un sismo previamente especificado a través de un espectro de diseño y posteriormente analizar el comportamiento que tendrá el edificio.

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Realizar el análisis modal de una edificación de cinco plantas aplicando el espectro de respuesta para la ciudad de Manta, y utilizar el software ETABS 2016 para estudiar el comportamiento de la estructura.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Modelar la estructura en el software ETABS 2016, obteniendo los máximos esfuerzos en columnas y vigas por las diferentes combinaciones de cargas.
- Determinar la respuesta dinámica de la edificación, utilizando un espectro de diseño para la ciudad de Manta, con el objetivo de estimar el comportamiento de la estructura y optimizar su desempeño ante un evento telúrico.
- Obtener las demandas a las que estará sometida la edificación y periodo fundamental para establecer el diseño adecuado según las normas de construcción vigentes.
- Determinar los máximos esfuerzos y deformaciones a la cual van a estar sometidas los elementos estructurales debido a las cargas.
- Realizar los chequeos a los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) como indica la norma ecuatoriana de la construcción y el código ACI 318-14.

1.4. Justificación

En nuestro país actualmente se vive un aumento en la actividad sísmica. Manta es una ciudad de alto riesgo sísmico y es una de las ciudades que se vio más afectada por el ultimo terremoto ocurrido en 2016, por lo que fue denominada zona cero. Si las edificaciones hubiesen cumplido con lo que indica la norma NEC, talvez los daños hubiesen disminuido en un alto porcentaje.

Se necesitan varias herramientas que faciliten el análisis y diseño de estas estructuras, para obtener resultados más precisos al momento de evaluar el comportamiento de los mismos.

Para diseñar estructuras como vigas y columnas u otros elementos estructurales existen varios programas que ayudan a modelar, calcular y dimensionar las mismas como SAP 2000 o ETABS.

Mediante los análisis se podrá aportar a las construcciones de viviendas o edificios multifamiliares en esta zona. Los resultados que se recopile de este análisis pueden ser útiles, ya que las estructuras deben diseñarse de tal manera que resista grandes demandas sísmicas, y así evitar consecuencias como daño severo a la estructura o el colapso.

1.5. Delimitación del Tema

El edificio estará ubicado en la parroquia Tarqui de la ciudad de Manta, será un edificio de departamentos. Cabe recalcar que anteriormente existía un hotel pero que lamentablemente por el sismo ocurrido el 16 de abril de 2016 la estructura quedó afectada casi en su totalidad.

Esta zona se vio muy afectada por el fuerte sismo ocurrido en el 2016 en su mayoría hoteles. Una de las desventajas para la construcción en esta ciudad es que su nivel freático está a escasos metros de la superficie y la saturación del terreno por éste, hace que el suelo tenga una consistencia blanda lo que da lugar a una resistencia baja. La norma NEC considera que el tipo de suelo puede ser E ó F ya que son suelos muy blandos o arcillosos.

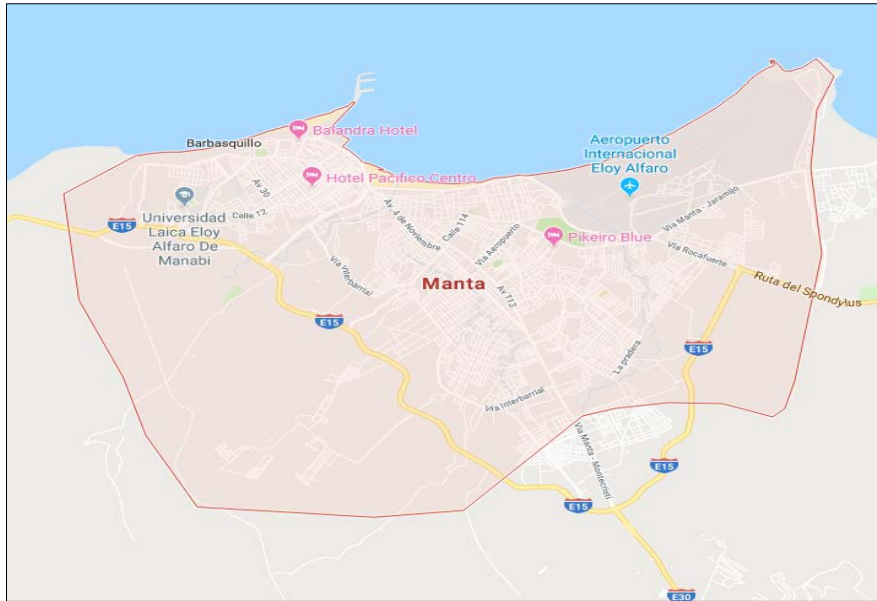


Ilustración 1: Cantón Manta
Fuente: Google Maps, (2018)



Ilustración 2: Ubicación de la Edificación
Fuente: Google Maps, (2018)

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la Investigación

Actualmente la actividad sísmica de nuestro país y de América latina en general ha crecido y los movimientos telúricos son más frecuentes, así como los terremotos que han sufrido estos países. En el 2016 en nuestro país se produjo un terremoto de magnitud 7.8 grados en la escala de Richter. Este terremoto ocasionó una gran cantidad de pérdidas humanas, así como, un sinnúmero de edificaciones colapsadas y otras con daños estructurales irreparables que luego debieron ser demolidas debido a su mal estado.



Ilustración 3: Edificio en Manta, terremoto ocurrido en 2016

Fuente: Revista de Manabí, (2016)

El sector de Tarqui en la ciudad de Manta fue uno de los más afectados por el terremoto del 2016 por lo que ha sido considerado como zona cero, en este lugar la mayoría de las edificaciones quedaron en muy mal estado y otras quedaron totalmente colapsadas.

En el presente trabajo de tesis se realizará el análisis modal espectral y el diseño sísmo resistente de una edificación ubicada en el sector de Tarqui de la ciudad de Manta, para lo cual nos regiremos a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y al ACI 318-14.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Definición de Edificio

Un edificio es una construcción realizada por arquitectos, ingenieros y otros obreros con determinados fines, que puede tener diversos tamaños y formas. La mayoría de las edificaciones se utilizan para vivienda de una familia o diversas familias.

2.2.2. Elementos que componen un edificio

La estructura de un edificio esta compuesta por distintos elementos como:

Forjado o losa: es un elemento que transmite las cargas que soporta a los elementos verticales que lo sostienen. Se utiliza para conformar las cubiertas y las diferente plantas de las edificaciones

Pilares o columnas: son elementos verticales y sirve para sostener la losa.

Vigas: son elementos horizontales y la sirven para soportar el peso de la losa y transmitirlo a las columnas o pilares.

Sistemas de transporte vertical: son las que permiten desplazar a una persona de una planta a otra y estas pueden ser escaleras y ascensores.

Muros estructurales: estas soportan otros elementos estructurales del edificio como vigas, viguetas y losas.

Cimentación: esta es la que se encarga de transmitir al terreno los esfuerzos.

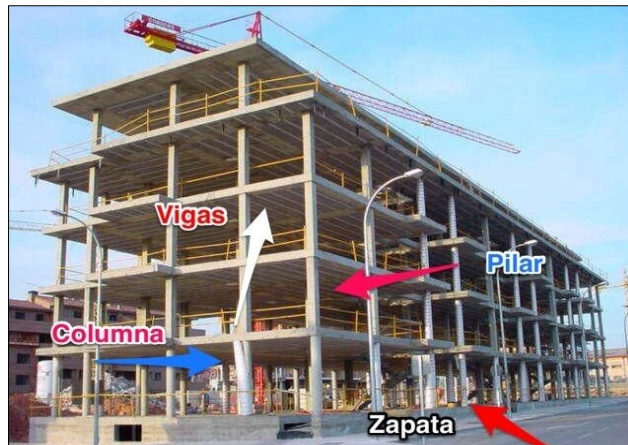


Ilustración 4: Partes de un edificio
Fuente: Pinterest, (2016)

2.2.3. Clasificación de los edificios

Estos pueden ser clasificados de acuerdo a los materiales que lo componen, su uso y a la propiedad que pertenezca.

De acuerdo a los materiales que lo componen:

A lo largo de la historia se ha construido una vivienda o edificación con diversos tipos materiales como:

- Madera
- Hormigón Armado
- Acero estructural



Ilustración 5: Edificio de madera para oficinas
Fuente: Arquima, (2017)



Ilustración 6: Edificio de hormigon armado
Fuente: Formaletas, (2011)



Ilustración 7: Estructura con elementos de Acero
Fuente: JnAceros, (2016)

De acuerdo a su uso o función:

- Edificio residencial: para vivienda.
- Edificio industrial: para actividades productivas
- Edificio comercial: para el área comercial
- Edificio deportivos: para polideportivos o diferentes deportes.

De acuerdo a la propiedad que esta dirigida:

- Publico: esta pertenece la propiedad local, estatal es decir abierta para el publico como bancos, hospitales, etc.
- Privada: estas pueden ser clinicas, gimnasio, hoteles, etc.

2.2.4. Muros estructurales

Conocidos también como muros de corte debido a que resisten importantes fuerzas cortantes por la acción lateral del sismo, ya que estas actúan en dirección paralela a su plano. Pero estos muros no se limitan solo a deformaciones por corte, sino que también contribuye considerablemente a la flexión.

Se encuentran presentes en la mayoría de los proyectos de edificaciones sismorresistentes de mediana y gran altura, generando un sistema dual, combinando su participación con los pórticos resistentes a momento, donde, en conjunto ofrecen un balance adecuado de rigidez y resistencia.

2.2.5. Métodos de análisis

En la norma ecuatoriana de la construcción nos indica 4 metodos de análisis para el diseño basado en fuerzas que son los siguientes:

- Estatico
- Estático no lineal
- Análisis dinamico espectral
- Análisis dinamico paso a paso con el tiempo

Se puede realizar cualquiera de estos análisis propuestos en la norma, pero en caso de que la estructura sea irregular en elevación y en planta se deberá analizar por los 4 métodos.

2.2.6. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral implica el uso de los modos de vibración y espectros de diseño. El objetivo de este análisis es conocer la respuesta máxima, de la estructura, que generará un sismo venidero. Sin embargo, como es evidente, no es posible

predecir los acelerogramas de sismos futuros. Por esta razón los reglamentos prescriben la intensidad sísmica de diseño mediante espectros de temblores reales a los cuales se les ensanchan los picos y se les eliminan los valles, llamados espectros suavizados. A partir de los desplazamientos obtenidos se pueden determinar las fuerzas actuantes en los diferentes componentes de la estructura. (Alcalá, 2014).

Para poder aplicar el análisis dinámico modal, se debe considerar que la estructura se comporte elásticamente. Otra consideración necesaria para el este tipo de análisis es la de despreciar el efecto dinámico torsional de las excentricidades estáticas, esto debido a que, en los modelos tridimensionales se consideran como grados de libertad dos desplazamientos y un giro alrededor del eje vertical para cada nivel, esto triplica el tamaño de las matrices de masas y rigideces las cuales contienen términos adicionales, como los momentos de inercia, relacionados con movimientos de torsión. (Alcalá, 2014).

2.2.7. Modos de Vibrar

Las estructuras pueden vibrar de diferentes modos cuando se encuentran sometidas a una excitación dinámica. Cada uno de estos modos se comporta de una manera diferente ya sea en su deformada como en su frecuencia de vibración.

Normalmente se estudian 3 modos de vibración por cada nivel de una edificación, estos modos se analizan tanto en la dirección X como en la dirección Y.

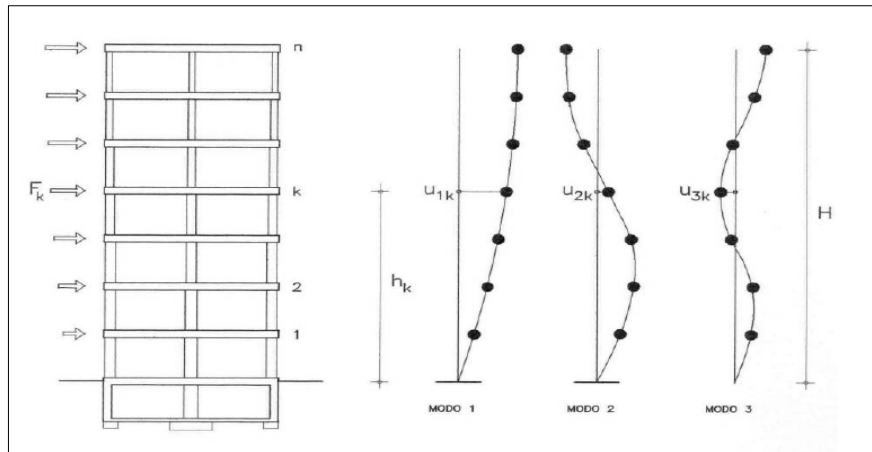


Ilustración 8: Modos de vibración de una estructura
Fuente: Martínez, (2013)

2.2.8. Espectro de Diseño

El espectro de diseño es la herramienta que permite diseñar las construcciones teniendo en cuenta las condiciones sismo-tectónicas regionales y las condiciones locales de la respuesta del subsuelo de fundación. (Rochel, 2012).

El mejor modo de describir el sismo de diseño en forma cuantitativa para niveles de servicio es la respuesta espectral promedio o suavizada. Se obtiene a partir de un estudio estadístico de los espectros de respuesta lineales para sismos de magnitudes similares, obtenidos en condiciones parecidas de suelos y distancias epicentrales. (Rochel, 2012).

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. (NEC, 2015)

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. (NEC, 2015).

2.2.9. Diseño sismo resistente de estructuras de Hormigón Armado

El Ecuador registra un historial de actividad sísmica durante muchos años, en lo cual conlleva a la destrucción de ciudades, colapsos de edificaciones y además con las pérdidas de vidas, debido a que la mayor parte del territorio ecuatoriano se encuentra ubicado en el cinturón de fuego, es decir, en una zona de alto peligro sísmico, por lo que la presencia de daños estructurales en muchas edificaciones, es evidente ya que han sido construidas sin haber tenido un diseño apropiado, o que han sido reforzadas o ampliadas sin seguir la norma de construcción y se debe tomar en cuenta todos los parámetros para una toma de decisiones, (NEC-SE-DS, 2015).

La intensidad de un terremoto depende de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en sus elementos de dicha estructura, que provoca el movimiento del suelo, (NEC-SE-DS, 2015).

Las estructuras de concreto reforzado diseñadas y detalladas de acuerdo con el ACI 318 están pensadas para resistir terremotos sin colapso estructural. En términos generales, la intensidad de un terremoto depende de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del movimiento del suelo que aquél produce, (McCorman & Brown, 2011).

Mientras más articulaciones plásticas se necesiten para llegar al mecanismo de colapso, se tiene más disipación de energía y se requiere menor disipación individual de cada una de las articulaciones; la disipación se reparte entre muchas articulaciones y se requiere menor demanda de ductilidad local. Por otra parte, el mecanismo de falla deseable es aquel que involucra mecanismos de falla en los elementos que tengan más capacidad de rotación, (Rochel, 2012).

2.2.10. Filosofía de Diseño por Capacidad

Método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar las energías estén aseguradas. (NEC, 2015).

El comité de la ACI especifica que la suma de las capacidades de momentos en las columnas que llegan al nudo deberá ser mayor que 1,2 veces la suma de las capacidades de momentos en las vigas que llegan al mismo nudo, lo que se conoce como el criterio de columna fuerte – viga débil.

2.2.11. Sistemas Estructurales

En toda edificación se distinguen tres sistemas estructurales: uno que soporta las cargas verticales o de gravedad (cargas vivas y muertas), otro que soporta las cargas horizontales de viento y de sismo, y la fundación que distribuye las cargas en el suelo. Comúnmente, y para reducir los costos de construcción, el sistema vertical y horizontal es el mismo, el cual se denomina la superestructura del edificio. (Rochel, 2012).

2.2.11.1. Sistema de pórticos

En este sistema los pórticos soportan las cargas verticales, y las horizontales son soportadas por pórticos arriostrados con diagonales. Es un sistema popular en estructuras de acero. (Rochel, 2012).



Ilustración 9: Sistema estructural con porticos ductiles de hormigón

Fuente: Rochel, A, (2012)

2.2.11.2. Sistema de muros

En este sistema los muros soportan tanto las cargas verticales como las horizontales. Los muros que soportan las cargas verticales se denominan muros cargueros; mientras que los que soportan las cargas horizontales son muros estructurales reforzados. En el sistema de muros no existen columnas ni vigas, y si se presentan son pocas y transmiten cargas muy pequeñas. Este sistema es popular en estructuras de mampostería o de concreto reforzado (sistema túnel). (Rochel, 2012).



Ilustración 10: Sistema estructural con muros de cortante

Fuente: Rochel, A, (2012)

2.2.11.3. Sistema dual

Consiste en un pórtico tridimensional acoplado con muros estructurales, ambos de alta ductilidad y resistencia. Los pórticos deben soportar al menos el 25% de las cargas horizontales. El pórtico acoplado con los muros estructurales debe soportar la totalidad de las cargas laterales. (Rochel, 2012).

2.2.11.4. Sistema Combinado

Consiste en un pórtico tridimensional acoplado con muros estructurales, ambos de alta ductilidad y resistencia en los cuales los pórticos no alcanzan a soportar el 25% de la carga horizontal. (Rochel, 2012).

2.3. Marco Conceptual

2.3.1. Diseño a Flexión de Vigas

Para el diseño sismo resistente conviene que las vigas sean diseñadas con los resultados del análisis elástico. Se deben diseñar las secciones de en las cuales se acepta que se formen las rotulas plásticas con el momento elástico exacto y con el factor de sub-resistencia, (Rochel, 2012).

2.3.2. Diseño a Flexo-compresión de columnas

En las columnas no se desea un comportamiento inelástico, por ello se debe proteger estos elementos estructurales mediante el uso de factores de seguridad adecuados, (Rochel, 2012).

La manera más sencilla de realizar este diseño es usar los mismos valores del análisis elástico, pero aumentando los factores de seguridad, pero no es estrictamente riguroso ya que no se puede asegurar que se forme todo el mecanismo previo, no se sabe si el factor de seguridad es suficiente, (Rochel, 2012).

Otra manera es determinar las acciones mecánicas que se introducen en las secciones que se desean proteger cuando las vigas lleguen a la fluencia, y diseñar para estos valores con un factor de seguridad.

2.3.3. Rótula Plástica

La rótula plástica funciona como un mecanismo de amortiguamiento de energía, que permite la rotación de la deformación plástica en la conexión de una columna, de manera rígida. Estas rotulas para efectos del diseño sismo resistente es imprescindible que sean ubicadas en las vigas y no en las columnas, de no ser así la estabilidad de la estructura podría verse en riesgo ante un sismo severo.

Las rotulas plasticas en vigas permite liberar mayor cantidad de energía introducida por el sismo en la estructura. La mayor cantidad de rotulas en vigas hace que la estructura sea mas ductil con lo cual es recomendable.

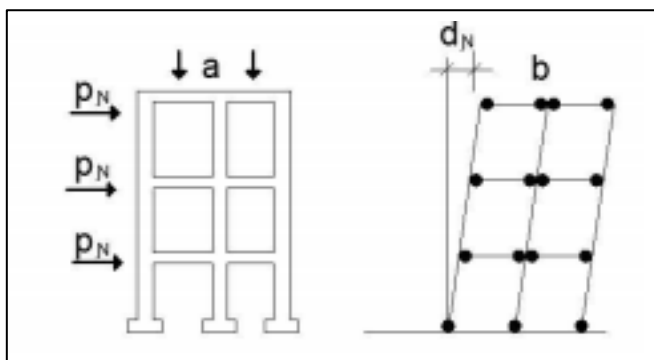


Ilustración 11: Rotulas plásticas en vigas

Fuente: Asociación de Ingenieros estructurales, (2014)

2.3.4. Sismo de Diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. (NEC, 2015).

2.3.5. Zonificación Sísmica y Factor de Zona Z

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (NEC, 2015).

Tabla 1. Valores de Factor Z según la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC, (2015)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

2.3.6. Factor de Reducción

Este factor se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas de diseño, ya que se desea diseñar los elementos estructurales para que tengan una adecuada ductilidad, para que el daño se presente donde se producen las rotulas plásticas, es decir, en las vigas. (NEC, 2015).

2.3.7. Coeficientes de Perfil de Suelo

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto F_a .

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones para el diseño tomando en cuenta los efectos del lugar donde se va a construir. (NEC, 2015).

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

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para el diseño tomando en cuenta los efectos del sitio. (NEC, 2015).

- Coeficiente de comportamiento no lineal F_s .

Este coeficiente considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del lugar que depende de la intensidad y la frecuencia de la excitación dinámica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamiento. (NEC, 2015).

2.3.8. Categoría de edificio y Coeficiente de Importancia I

La finalidad del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC, 2015).

2.3.9. Deriva de Piso

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso respecto al piso consecutivo, que se produce en particular por la acción de una fuerza horizontal, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento extremo inferior del piso. (NEC, 2015).

Tabla 2: Valores máximos de derivas

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC, (2015)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

2.3.10. Secciones Agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberá utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, (NEC-2015).

Estos valores según la siguiente indicación:

- 0.5 I_g para vigas (debe considerarse la contribución de la losa, cuando sea aplicable).
- 0.8 I_g para columnas.
- 0.6 I_g para muros.

Siendo I_g valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

2.3.11. Regularidad/Configuración Estructural

Las edificaciones en ocasiones presentan irregularidades tanto en planta como en elevación, para este caso se usan los coeficientes de configuración estructural con el fin de tomar en cuenta dichas irregularidades, que son de suma importancia en el comportamiento estructural ante la ocurrencia de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015).

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la finalidad de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC, 2015).


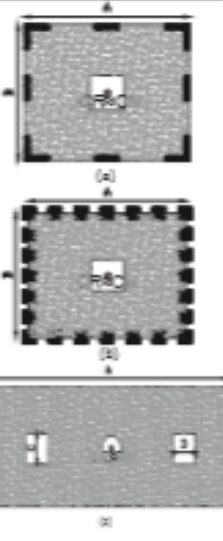
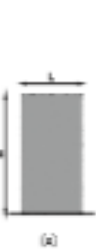
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_e=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_e=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_e=1$			

Ilustración 12: Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente: NEC, (2015)

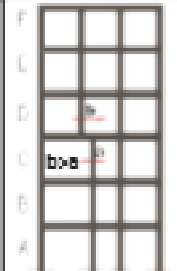
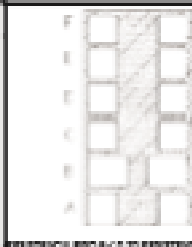
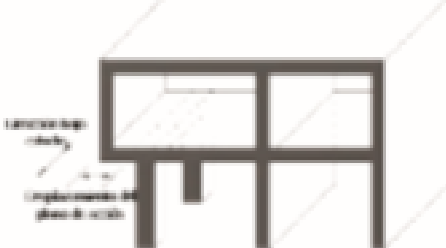
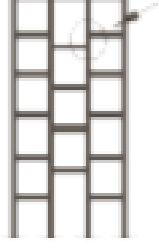
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el contenido del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Ilustración 13: Configuraciones estructurales no recomendadas

Fuente: NEC, (2015)

2.3.12. Masa Participativa

La masa participativa que está asociada con cada modo de vibrar representa la cantidad de masa del sistema que participa en ese modo. Por lo tanto, un modo con una gran masa efectiva suele ser un contribuyente significativo a la respuesta del sistema.

2.3.13. Análisis por Resistencia de Vigas y Columnas

El método de análisis por resistencia se basa en realizar el diseño de los elementos de tal manera que puedan resistir las solicitaciones de cargas que va a soportar la estructura, para que los elementos no lleguen a la falla o presenten cualquier otro inconveniente. Para esto es necesario seleccionar las dimensiones de los elementos estructurales (columnas y vigas) y la cantidad de refuerzo adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de los estados de carga, y estas cargas deben ser mayoradas con la finalidad de brindar un margen de seguridad en cada elemento.

El método también se basa en establecer combinaciones de cargas las cuales se espera que actúen en la realidad, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción encontramos las 7 combinaciones básicas para el diseño de elementos estructurales.

Un elemento diseñado por el método de la resistencia debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones en vigas deben estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras de flexión y su espesor para cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño, aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia. (Nilson, 2001).

2.4. Marco Legal

2.4.1. Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS

Este capítulo nos presenta los requerimientos y metodologías que se aplican al diseño sísmo resistente de edificaciones. También pone a disposición de los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción, herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y que les permite conocer las hipótesis de cálculo que están adoptando para tener una decisión al momento que se va a diseñar.

El objetivo de este capítulo de la normativa es reducir la vulnerabilidad de las edificaciones con los criterios y métodos de diseño.

Los requisitos para las bases de diseño son:

- Ubicación de la estructura
- Características del suelo
- El uso que tendrá la edificación

2.4.2. Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-HM

Este capítulo nos muestra la metodología que se debe seguir para diseñar los elementos de hormigón armado. Y nos ayudara para la realización de estudios de diseño sísmo resistente de estructuras. Las disposiciones que se aplican al diseño de edificaciones donde el sistema resistente a cargas sísmicas está compuesto por:

- Pórticos especiales
- Muros estructurales de hormigón armado

Esta norma se basa en el hormigón normal armado ya que para otros tipos de hormigón nos indica que se deberá ver la ACI 318.

2.4.3. American Concrete Institute, ACI 318-14

Este reglamento nos ayuda a diseñar estructuras de concreto simple, concreto con refuerzo no pre-esforzado y pre-esforzado.

Nos enseña los requisitos mínimos y excederlos no constituye un incumplimiento del reglamento.

Este reglamento tiene como propósito proteger la salubridad y seguridad publica estableciendo requisitos mínimos para:

- Resistencia
- Estabilidad
- Funcionamiento
- Durabilidad
- Integridad de las estructuras de concreto.

Capítulo III

Marco Metodológico

3.1. Tipo y Diseño de Investigación

El análisis de la estructura se basa en un espectro de respuesta que está definido en la Norma ecuatoriana vigente. En este capítulo se presenta la metodología, limitaciones y herramientas usadas para evaluar el comportamiento de la estructura.

Se procederá a modelar la estructura en el software ETABS con los datos obtenidos del plano arquitectónico, se revisará los 3 periodos fundamentales, se realizará la condición dada por la norma ecuatoriana de la construcción para el Cortante basal y en caso de ser necesario se agregará un factor de amplificación; procederemos a revisar los desplazamientos que tendrá el edificio en los dos sentidos (x, y) y ver si cumple a lo que indica la norma NEC, y finalmente se procede a analizar los elementos estructurales (vigas y columnas).

3.2. Descripción del proyecto

La edificación consta de cinco niveles, la cual presenta una configuración estructural regular tanto en planta como en elevación; la altura de cada nivel es de 2.90 metros. Además se tiene losas aligeradas de entrepiso con un espesor de 20 cm y debido a que la edificación es de 5 pisos y destinadas a usos de departamentos se ha modificado el plano arquitectónico y se le adiciona un ascensor que tendrá una capacidad para 6 personas. Las secciones de columnas para todos los pisos es de 4 columnas de 30x30 cm que delimitan el área de escalera y ascensor, 5 columnas de 35x35 cm completando la configuración de la estructura como se muestra en la Ilustración 14, vigas de 25x30 cm en sentido longitudinal como transversal, los muros

estructurales son de 15 cm, 20 cm y 30 cm de espesor. Cabe recalcar que los muros se ha agregado debido a la colocación del ascensor que produce mayor rigidez.

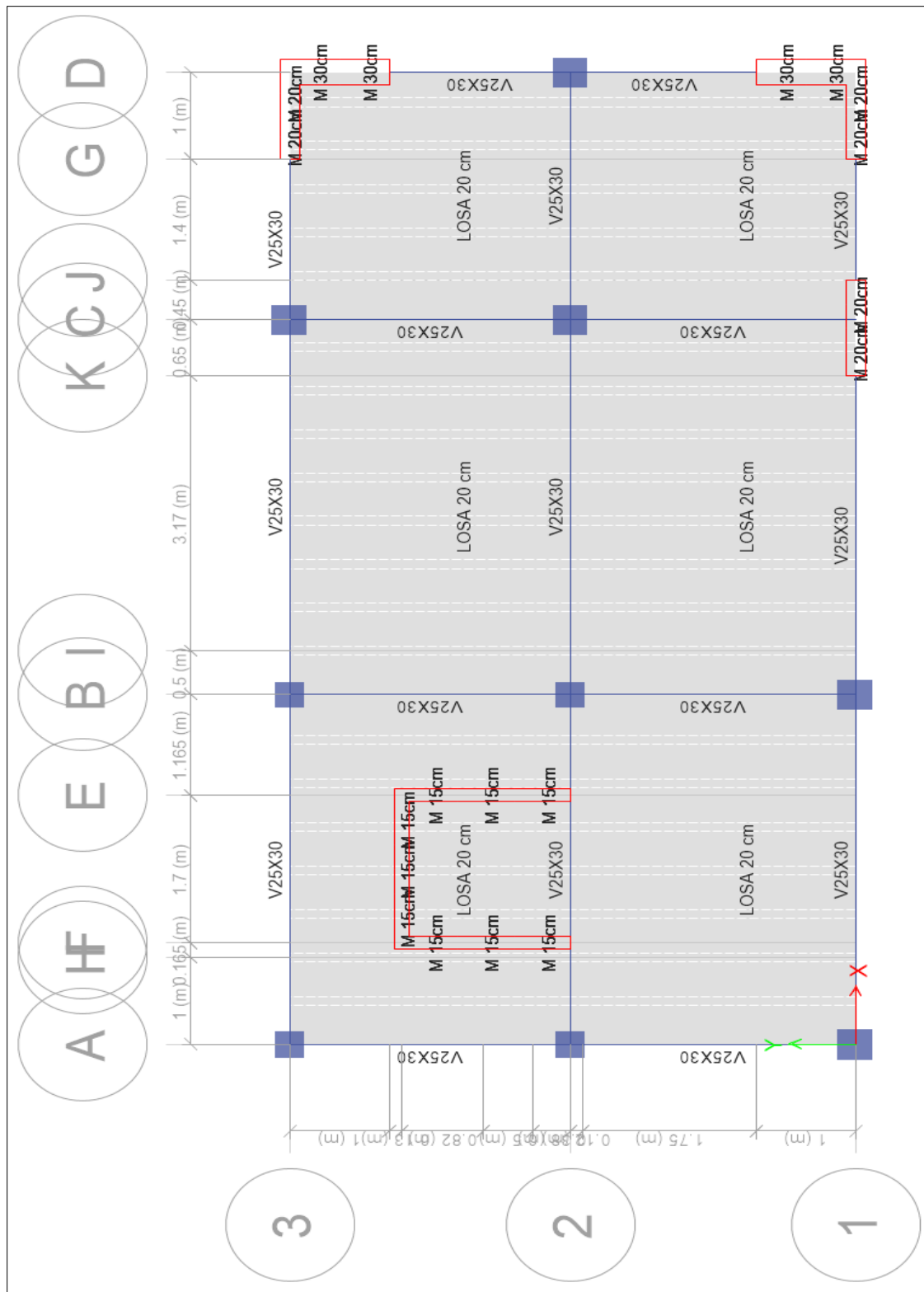


Ilustración 14: Configuración en planta

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta



Ilustración 15: Configuración en elevación

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

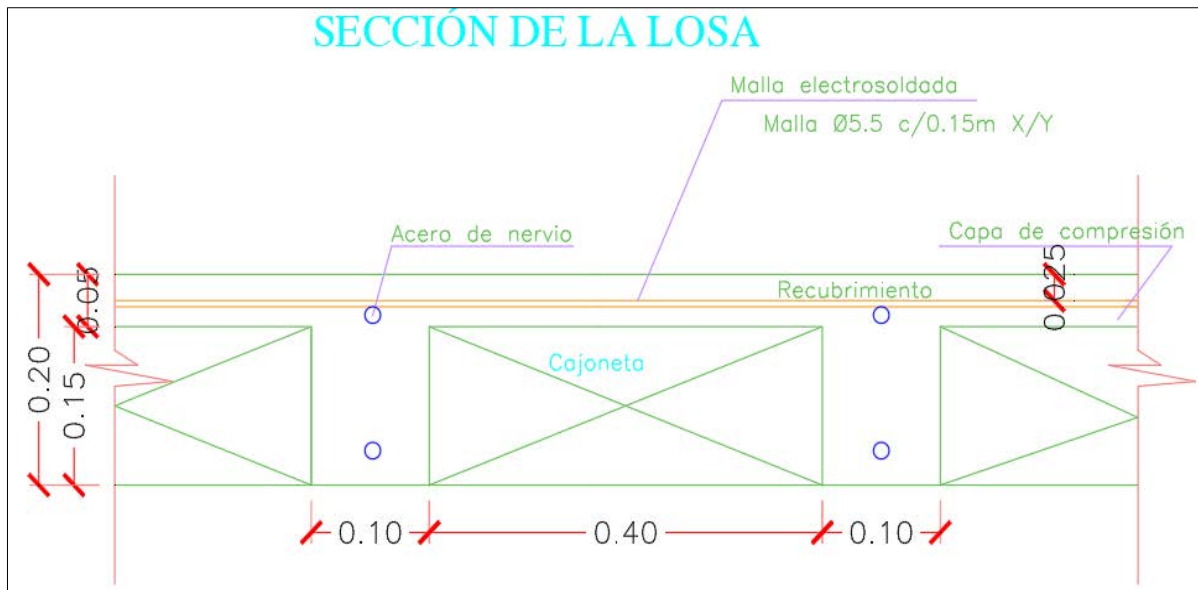


Ilustración 16: Detallado de la losa aligerada

Fuente: AutoCad, (2018)

3.3. Calidad de los materiales

Los materiales utilizados para el análisis estructural son: Acero con Esfuerzo de Cedencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y el módulo de elasticidad del acero es de 2100000 kgf/cm^2 . La resistencia cilíndrica del concreto utilizada para la verificación a los 28 días, fue de 280 kgf/cm^2 .

El módulo de elasticidad del concreto se lo obtiene mediante la fórmula dada a continuación:

Ecuación 1: Modulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

3.4. Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño de los elementos estructurales se conseguirá como la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción Φ y este factor varia de acuerdo al tipo de sollicitación como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3: Factores de Reducción

Tipo de Solicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0.90
Tracción axial y flexo tracción	0.90
Compresión axial y flexo compresión	0.75
Elementos zunchados y otros	0.70
Cortante y torsión	0.75

Fuente: ACI, (2014)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

3.5. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de cargas utilizadas para el diseño de los elementos que componen la estructura son las indicadas a continuación.

Tabla 4: Combinaciones de carga

Estática	Combo 1: 1.4D
Estática	Combo 2: 1.2D+1.6L
Estática	Combo 3: 1.2D+1L
Estática	Combo 4: 1.2D+1L
Sismo	Combo 5: 1.2D+1E+1L
Estática	Combo 6: 0.9D
Sismo	Combo 7: 0.9D+1E

Fuente: NEC, (2015)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

3.6. Determinación del espectro de diseño

El análisis de esta investigación se basó en la norma NEC-SE-DS, para el cual se aplicó el método dinámico modal espectral ya que de esta manera obtenemos los resultados mas apegados a la realidad debido al uso del espectro de respuesta para la zona donde se va a construir la edificación.

Para la determinación del espectro de diseño consideramos los siguientes parámetros:

- Población: Manta, Manabí
- Factor de zona Z: 0.50 – peligrosidad sísmica muy alta (tabla 1.)
- Tipo de suelo: E (Anexo B, tabla 129.)
- Coeficiente de perfil de suelo (Fa): 0.85 (Anexo B, tabla 130.)
- Coeficiente de perfil de suelo (Fd): 1.5 (Anexo B, tabla 131.)
- Coeficiente no lineal del suelo (Fs): 2.0 (Anexo B, tabla 132.)
- Razón entre la aceleración espectral y el PGA (η): 1.8 (Anexo B, tabla 133.)
- Factor para el espectro (r): 1.5 – según el tipo de suelo (Anexo B, tabla 134)
- Factor de importancia: 1 – otras estructuras (Anexo B, tabla 135)
- La regularidad en planta y elevación: ϕ_e y ϕ_p : 1 (Ilustración 5).

3.7. Factor de reducción de respuesta R

El factor de reducción de respuesta a ser aplicado dependerá de:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límites.

La norma NEC-SE-DS nos indica que se debe usar un factor $R=8$ para pórticos resistentes a momento de hormigón armado, pero para efectos de diseño amplificamos la fuerza del sismo considerando un factor de reducción de respuesta $R=4$ ya que la edificación estará ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica, de esta manera aportamos una mayor resistencia a los elementos estructurales.

3.8. Cortante Basal

Los factores que se deben considerar para el cálculo de la cortante basal y el periodo aproximado de la estructura, están indicados en la norma NEC y son los siguientes:

- Factor de importancia I
- Factores de regularidad/configuración estructural de la edificación
- Factor de reducción de fuerzas sísmicas
- Periodo de vibración aproximado de la estructura para determinar el factor en el espectro de diseño.

Ecuación 2: Periodo de vibración

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

Donde:

- C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio
- h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos desde la base de la estructura

La norma NEC muestra una tabla con los valores de los factores a utilizar en la ecuación 2 dependiendo el tipo de estructura.

Tabla 5: Coeficientes para determinar el periodo de vibración

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

Fuente: NEC, (2015)

Elaboración: Alan Calí, Alberto Peralta

Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con $\alpha=1$).

Ecuación 3: Cortante basal

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_E\phi_P} W$$

Ecuación 4: Espectro de respuesta elástico para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = n * z * F_a$$

Ecuación 5: Espectro de respuesta elástico para $T > T_c$

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

Ecuación 6: Periodo límite de vibración

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

Para el ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico el valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, debe ser:

- Cuando la estructura es regular el cortante dinámico $> 80\%$ del cortante basal estático.
- Cuando la estructura es irregular el cortante dinámico $> 85\%$ del cortante basal estático.

De no cumplirse esto se deberá aplicar el factor de amplificación que salga de la división entre el cortante basal estático y el cortante dinámico.

3.9. Control de derivas

La Norma NEC nos indica que el valor máximo permisible de deriva en cualquier piso no debe exceder los límites de deriva inelástica establecidos.

La deriva se obtiene de la siguiente ecuación:

Ecuación 7: Deriva máxima para estructuras regulares

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

Ecuación 8: Deriva máxima para estructuras irregulares

$$\Delta_M = R * \Delta_E$$

Tabla 6: Valores máximos de derivas

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC, (2015)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

3.10. Pruebas realizadas

Para llevar a cabo el análisis de esta investigación se necesitó la realización de un modelo con ayuda del software ETABS para determinar el comportamiento de la estructura, es decir, las deformaciones horizontales debido al sismo de diseño que se propuso; y se verificó que la participación de masa en cada uno de los modos de vibración cumpla por lo menos el 90% de la masa total de la edificación.

Además para la revisión de los elementos estructurales se considera los momentos nominales a flexión que se producen en el caso de las vigas y en el caso de las columnas se toma en cuenta los momentos nomiales a flexión provocados por una carga axial mayorada.

En el caso de las columnas se determina la carga axial mayorada P_u mediante el modelo realizado en el programa, y el momento nomial se lo determina mediante la utilización de los abacos proporcionados por el código ACI.

3.11. Revisión de los elementos estructurales por capacidad

3.11.1. Revisión a flexión en vigas

Se puede realizar esta revisión conocidas las características de los materiales resistencia del concreto F'_c , el acero de refuerzo F_y y las cargas o los momentos flectores M_u .

Conocidas las características geométricas del elemento como b , d , h y el A_s , se determinará el momento flector de diseño último del elemento.

Se verificarán las mayores demandas de momento último (M_u) en los pórticos tanto en x como en y de la estructura. Los momentos se observará de la envolvente obtenidos del modelo de la estructura en el ETABS.

Ecuación 9: Criterio básico de diseño por flexión

$$\phi M_n > M_u$$

Ecuación 10: Momento nominal

$$\phi M_n = \phi * f'_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$$

Ecuación 11: Cuantía de acero de refuerzo para vigas y columnas

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

Ecuación 12: Cuantía mecánica

$$w = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

3.11.2. Comprobacion de requerimiento del acero

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiere acero a tracción, el valor de A_{smin} no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

Ecuación 13: Condición 1 Área de acero mínimo (mm^2)

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

Ecuación 14: Condicion 2 Área de acero mínimo (mm²)

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bw * d$$

Donde:

f_y : resistencia a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_c : resistencia a la compresión del Hormigón (MPa)

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

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

3.11.3. Revisión a cortante

Se comprueba el diseño de los estribos por capacidad ya que al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal se deben generar momentos en los extremos que provocan fuerzas hiperestáticas.

Ecuación 15: Resistencia nominal

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 16: Esfuerzo del hormigón

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}bd$$

Ecuación 17: Acero de Refuerzo

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Ecuación 18: Área del acero de refuerzo

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)}{f_{yt} d}$$

Ecuación 19: Momento probable

$$M_p = 1.25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ecuación 20: Altura del bloque de compresión

$$a = \frac{1.25f_y}{0.85f'_c b}$$

Ecuación 21: Cortante hiperestático

$$V_p = \frac{M_{pA} + M_{pB}}{L}$$

El valor de la carga gravitacional V_g se lo obtiene en base al modelo que se realizó en ETABS y se tomara el resultado de la combinación de cargas y aplicación de sismo. (combinación 5 según la NEC).

3.11.4. Revisión a flexo-compresión de columnas

En el diseño de las columnas no se desea un comportamiento inelástico, por ello se deben proteger mediante el uso de factores de seguridad y se puede proceder de la siguiente manera:

La manera más sencilla es utilizando los valores obtenidos del análisis elástico, pero aumentando los factores de seguridad, este procedimiento es sencillo, pero existe incertidumbre ya que nunca se sabe si el factor de seguridad es suficiente.

Otra manera es determinar el mecanismo de falla es decir seleccionar las secciones que se deben proteger cuando las vigas lleguen a la fluencia, y diseñar para estos valores con un factor de seguridad.

Las columnas al estar sometidas a flexo compresión también se puede determinar su revisión mediante el uso de los diagramas de interacción del código ACI y la resistencia de diseño obtenida entre las combinaciones de carga deben estar dentro del diagrama.

Para cada combinación de carga mayorada aplicable, se debe considerar que la carga axial última y el momento flector último, ocurren simultáneamente.

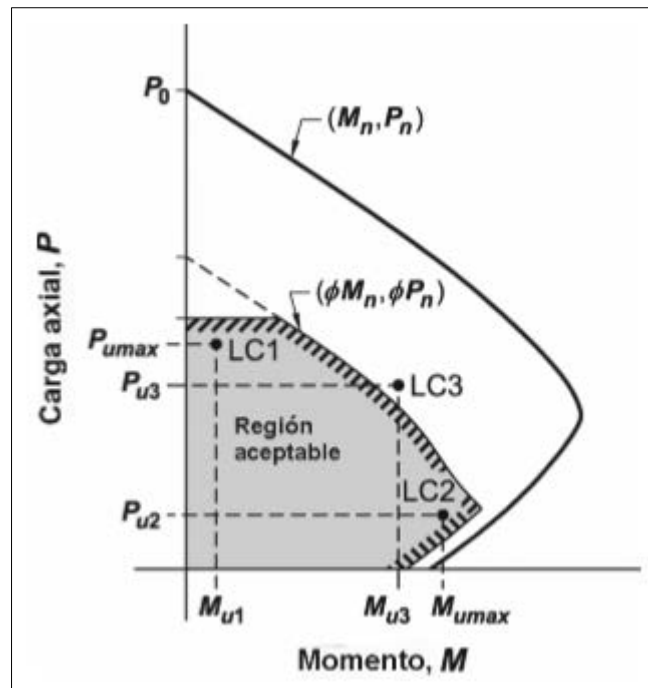


Ilustración 17: Diagrama de interacción de una columna

Fuente: ACI, (2014)

La capacidad de carga axial de las columnas no debe ser mayor que los siguientes valores:

Ecuación 22: Capacidad de carga axial para columnas zunchadas

$$\phi P_{n(\text{máx})} = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Ecuación 23: Capacidad de carga axial para columnas con estribos

$$\phi P_{n(\text{máx})} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

La norma NEC indica que para columnas la cuantía de acero debe estar entre el rango de 1% a 3%.

El código ACI del 2014 nos muestra otra manera de determinar la cuantía de acero que será repartida ya sea en dos caras o las cuatro caras de la columna, usando diagramas de interacción.

3.11.5. Verificación de columna fuerte-viga débil

Este criterio otorga una mayor seguridad global de la estructura frente a un evento sísmico de gran envergadura. Se basa en impedir que en un nodo cualquiera se produzca la fluencia de la columna antes que de la viga. De esta manera estabilizar la estructura y disipar una gran cantidad de energía.

Es indispensable verificar la sumatoria de momentos en el centro de la unión de la viga:

Ecuación 24: Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = \phi M_{n_1} + \phi M_{n_2}$$

Siendo:

- ϕM_{n_1} = Momento nominal respecto al acero de compresión.
- ϕM_{n_2} = Momento nominal respecto al acero de tensión.

Los momentos producidos por la columna deben ser mayores que los producidos, por ende, debe cumplir con la siguiente condición:

Ecuación 25: Comprobación Columna fuerte-Viga débil

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 * \Sigma M_{viga}$$

Se analizarán las columnas que tuvieron mayor aportación de cargas siendo estas más susceptibles a fallar.

Esta revisión tiene por objetivo asegurar que sí se forman articulaciones plásticas en un nodo viga - columna, éstas ocurran en las vigas más no en las columnas. sí estas se forman en las columnas, el resultado puede ser el colapso de pórtico.

En el caso de que no cumpliera la condición de columna fuerte-viga débil, se debe realizar un análisis dinámico no lineal para detectar en las columnas las rotulas plásticas. debido a que los momentos de las combinaciones con sismo están por debajo de la curva de falla dúctil de diseño.

3.11.6. Chequeo columna fuerte-viga débil mediante el programa ETABS

Para verificar si cumple este análisis, la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga

El programa nos dará respuestas una vez que se diseñe la estructura y para cada columna tendremos resultados el cual aplicaremos la condición mencionada anteriormente.

Para que se cumpla esta revisión, los valores de capacidad de columna / capacidad de viga que muestra el programa debe ser mayor que 1.20, pero hay casos que muestra un mensaje (N/C). este mensaje nos quiere decir que la relación es menor que 1.20 y no cumpliría este requerimiento

Ecuación 26: Comprobacion 1 (columna fuerte viga débil)

$$\frac{\text{Capacidad de columna}}{\text{Capacidad de viga}} \geq 1.20$$

Para verificar los resultados del análisis estructural nos dirigiremos al programa para que nos muestre los valores de la relación 1.20 de la sumatoria de la capacidad de la viga y la capacidad de la columna sea mayor a 1.

Ecuación 27: Comprobacion 1 (columna fuerte viga débil)

$$\frac{1.2 * \text{Capacidad de viga}}{\text{Capacidad de columna}} \leq 1$$

Capítulo IV

Modelo y Análisis

4.1. Pruebas realizadas

En este capítulo determinaremos las cargas que soporta la estructura y además realizaremos el espectro de diseño, para esto utilizaremos el programa Excel y se procederá a modelar la estructura en el software ETABS.

4.1.1. Cargas de la estructura

4.1.1.1. *Peso propio de la estructura*

El programa Etabs calcula automáticamente el peso propio de elementos estructurales como vigas, columnas, muros y losa.

4.1.1.2. *Carga Sobreimpuesta*

Para obtener la sobrecargas (paredes, cerámica, cielo raso), se realizó los respectivos cálculos en la cual se obtuvo los siguientes valores:

Computos de carga

Peso De Paredes

Perímetro De Paredes= 45,47 m

Altura De Paredes= 2,7 m

Área De Paredes

A= 122,769 m²

Área de Losa

A= 69,8775 m²

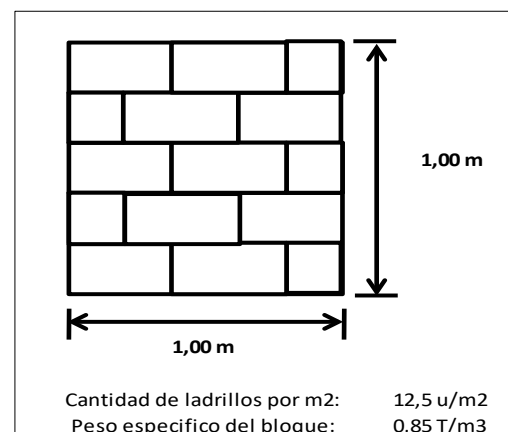


Ilustración 18: Características de pared en 1 m²
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Área de bloques en 1m² de pared

$$A \text{ bloque} = (0,19 \times 0,39) \times 12,5 \text{ u}$$

$$A \text{ bloque} = 0,926 \text{ m}^2$$

Área de mortero en juntas de bloques en 1m² de pared

$$A \text{ juntas} = (1 - 0,926) \text{ m}^2$$

$$A \text{ juntas} = 0,0737 \text{ m}^2$$

Peso de Bloques

$$V \text{ bloque} = 0,926 \times 0,14$$

$$V \text{ bloque} = 0,1296 \text{ m}^3$$

$$W \text{ bloques} = 0,1296 \text{ m}^3 \times 0,85 \text{ T/m}^3$$

$$W \text{ bloques} = 0,11 \text{ T}$$

Peso de mortero en juntas

$$V \text{ m juntas} = 0,074 \times 0,14$$

$$V \text{ m juntas} = 0,01036 \text{ m}^3$$

$$W \text{ m juntas} = 0,01036 \times 2 \text{ T/m}^3$$

$$W \text{ m juntas} = 0,02072 \text{ T}$$

Peso de mortero en enlucidos

$$V \text{ m enlu} = 1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,03\text{m} \times 2$$

$$V \text{ m enlu} = 0,06 \text{ m}^3$$

$$W \text{ m enlu} = 0,06 \text{ m}^3 \times 2 \text{ T/m}^3$$

$$W \text{ m enlu} = 0,12 \text{ T}$$

Peso de pared por m2

$$W = (0,11 + 0,02072 + 0,12) \text{ Ton}$$

$$W = 0,25 \text{ T/m}^2$$

Peso de total de paredes en losa

$$WTP = W \times A \text{ paredes}$$

$$WTP = 0,25 \text{ T/m}^2 \times 122,769 \text{ m}^2$$

$$WTP = 30,69225 \text{ T}$$

Peso de paredes por m2 de losa

$$W_P = \frac{W_{TP}}{A_{Losa}}$$

$$W_P = \frac{30,6922 \text{ Ton}}{69,8775 \text{ m}^2}$$

$$W_P = 0,44 \text{ Ton/m}^2$$

- Peso de paredes: 0.44 T/m²
- Peso de cerámica: 0.02 T/m²
- Peso de cielo raso: 0.02 T/m²

La sumatoria de estos 3 valores obtenidos nos da un total de 0.48 T/m² que equivale a 480 kg/m² distribuida en cada una de las losas de entepiso y para la cubierta se asumirá una carga sobreimpuesta de 120 kg/m².

4.1.1.3. Carga viva

La norma ecuatoriana vigente muestra una tabla en la cual indica la carga que soportara una estructura dependiendo de la ocupación o uso del edificio.

La carga viva que tendrá la estructura es de 200 kg/m^2 para las losas de entrepisos y para la cubierta aplicaremos una carga de 100 kg/m^2 debido a que no será como uso de terraza.

4.1.1.4. Carga de escalera

La carga viva concentrada de la escalera según como indica la norma ASCE/SEI 7-10; será de 4.79 KN/m^2 que es equivalente a 488.4 kg/m^2 y para la carga sobreimpuesta usaremos un valor de 120 kg/m^2 .

4.1.2. Diseño de escalera

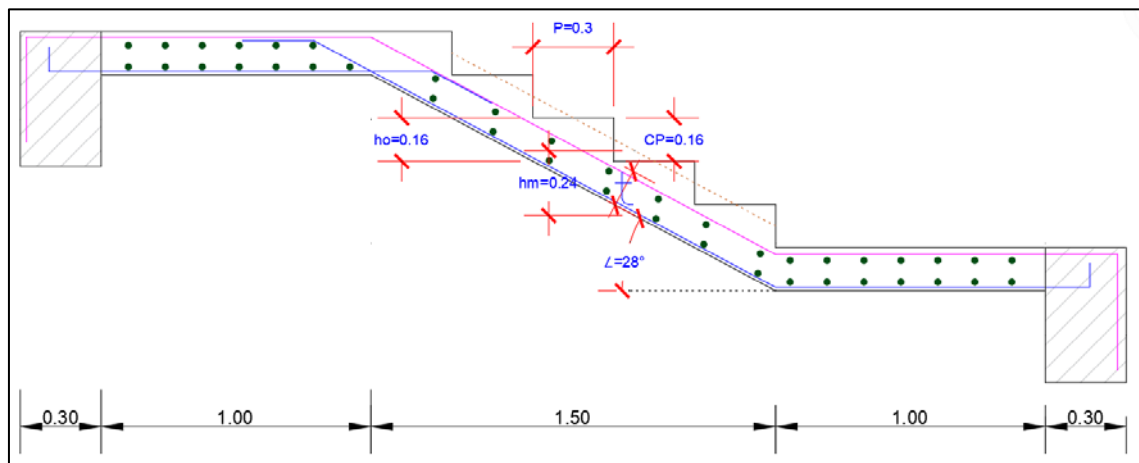


Ilustración 19: Corte tipo de Escalera

Fuente: AutoCad, (2018)

Pre- dimensionado

Espesor de la escalera

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{3.5 \text{ m}}{20} = 0.175 \text{ m}$$

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{3.5 \text{ m}}{25} = 0.14 \text{ m}$$

Escogemos una media de entre los dos valores para el espesor de la escalera

$$t = 0.16 \text{ m}$$

Metrado de cargas

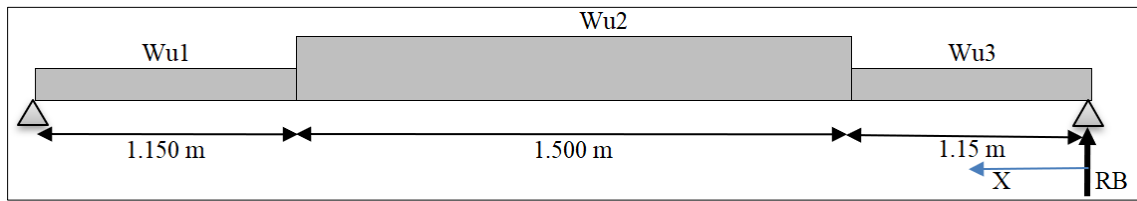


Ilustración 20: Representación de cargas sobre escalera
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Tramo de descanso W_{u1}

Carga muerta

$$PP = b * \gamma_c * t$$

$$PP = 1.04 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.16 \text{ m}$$

$$PP = 349.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Acabados

$$A = b * A_{cb} = 1.04 \text{ m} * 120 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 1.04 \text{ m} * 120 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 124.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_{d1} = 1.2 * (PP + A)$$

$$w_{d1} = 1.2 * (349.44 + 124.80) \text{ kg/m}$$

$$w_{d1} = 569.09 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$S/C = \frac{s}{c} * b$$

$$S/C = 488.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.04 \text{ m}$$

$$S/C = 507.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_{l1} = 1.6 * S/C$$

$$w_{l1} = 1.6 * 507.94 \frac{kg}{m}$$

$$w_{l1} = 812.704 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u1} = w_{d1} + w_{l1}$$

$$W_{u1} = 569.09 \frac{kg}{m} + 812.70 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u1} = 1381.79 \frac{kg}{m}$$

Tramo de pasos W_{u2}

Carga muerta

$$PP = b * \gamma_c * hm$$

$$PP = 1.04 m * 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.24 m$$

$$PP = 599.04 \frac{kg}{m}$$

Acabados

$$A = b * A_{cb} = 1.04 m * 120 kg/m^2$$

$$A = 1.04 m * 120 kg/m^2$$

$$A = 124.80 \frac{kg}{m}$$

$$w_{d2} = 1.2 * (PP + A)$$

$$w_{d2} = 1.2 * (599.04 + 124.80) kg/m$$

$$w_{d2} = 868.608 \frac{kg}{m}$$

Carga viva

$$S/C = \frac{s}{c} * b$$

$$S/C = 488.40 \frac{kg}{m^2} * 1.04 m$$

$$S/C = 507.94 \frac{kg}{m}$$

$$w_{l2} = 1.6 * S/C$$

$$w_{l2} = 1.6 * 507.94 \frac{kg}{m}$$

$$w_{l2} = 812.704 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u2} = w_{d2} + w_{l2}$$

$$W_{u2} = 868.61 \frac{kg}{m} + 812.70 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u2} = 1681.31 \frac{kg}{m}$$

Tramo de descanso W_{u3}

Carga muerta

$$PP = b * \gamma_c * t$$

$$PP = 1.04 m * 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.16 m$$

$$PP = 349.44 \frac{kg}{m}$$

Acabados

$$A = b * A_{cb} = 1.04 m * 120 kg/m^2$$

$$A = 1.04 m * 120 kg/m^2$$

$$A = 124.80 \frac{kg}{m}$$

$$w_{d3} = 1.2 * (PP + A)$$

$$w_{d3} = 1.2 * (349.44 + 124.80) \text{ kg/m}$$

$$w_{d3} = 569.09 \frac{kg}{m}$$

Carga viva

$$S/C = \frac{s}{c} * b$$

$$S/C = 488.40 \frac{kg}{m^2} * 1.04 \text{ m}$$

$$S/C = 507.94 \frac{kg}{m}$$

$$w_{l3} = 1.6 * S/C$$

$$w_{l3} = 1.6 * 507.94 \frac{kg}{m}$$

$$w_{l3} = 812.704 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u3} = w_{d3} + w_{l3}$$

$$W_{u3} = 569.09 \frac{kg}{m} + 812.70 \frac{kg}{m}$$

$$W_{u3} = 1381.79 \frac{kg}{m}$$

Calculo de momento para obtener RB

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\frac{1381.79 * 0.575}{1.150} + \frac{1681.31 * 1.9}{1.5} + \frac{1381.79 * 3.225}{1.150} - RB * 3.8 = 0$$

$$RB = \frac{6695.57}{3.8}$$

$$RB = 1761.99 \text{ kg}$$

El momento máximo se dará en la sección que posea el cortante igual a 0

Para esto realizamos 3 cortes

Primer corte: En un rango de [0 a 1.150]m

Calculo de la ecuación de momento

$$\Sigma M_1 = 0$$

$$M1 + \frac{1381.79}{x} * \frac{x}{2} - RA * x = 0$$

La primera ecuación de momento nos queda de la siguiente manera

$$M1 = 1761.99x - 690.895$$

Calculo de la ecuación del cortante

$$\Sigma V_1 = 0$$

$$V1 = RA - \frac{1381.79}{x}$$

La primera ecuación del cortante nos queda de la siguiente manera

$$V1 = 1761.99 - \frac{1381.79}{x}$$

Segundo corte: En un rango de [1.150 a 2.65]m

Calculo de la ecuación de momento

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$M2 + \frac{1681.31}{x - 1.150} * \frac{x - 1.150}{2} + \frac{1381.79}{1.150} * \left(\frac{1.150}{2} + (x - 1.150) \right) - RA * x = 0$$

La segunda ecuación de momento nos queda de la siguiente manera

$$M2 = 1761.99x - 840.655 - 690.895 - 1200.69 * (x - 1.150)$$

Calculo de la ecuación del cortante

$$\Sigma V_2 = 0$$

$$V2 = RA - \frac{1381.79}{1.150} - \frac{1681.31}{x - 1.150}$$

La segunda ecuación del cortante nos queda de la siguiente manera

$$V2 = 1761.99 - 1201.56 - \frac{1681.31}{x - 1.150}$$

Tercer corte: En un rango de [2.65 a 3.8]m

Calculo de la ecuación de momento

$$\Sigma M_3 = 0$$

$$M3 + \frac{1381.79}{x - 2.65} * \frac{x - 2.65}{2} + \frac{1681.31}{1.50} * \left(\frac{1.50}{2} + (x - 2.65) \right) + \frac{1381.79}{1.150} * \left(\frac{1.150}{2} + 1.50 + (x - 2.65) \right) - RA * x = 0$$

$$M3 = RA x - 690.895 - 840.655 - 1120.87(x - 2.65) - 690.895 - 1802.33 - 1201.56(x - 2.65)$$

La tercera ecuación de momento nos queda de la siguiente manera

$$M3 = 1761.99x - 4024.775 - 2322.43(x - 2.65)$$

Calculo de la ecuación del cortante

$$\Sigma V_3 = 0$$

$$V3 = RA - \frac{1381.79}{1.150} - \frac{1681.31}{1.5} - \frac{1381.79}{x - 2.65}$$

La tercera ecuación del cortante nos queda de la siguiente manera

$$V3 = -562.44 - \frac{1381.79}{x - 2.65}$$

Cuando el cortante es 0 el momento será el máximo

De la tercera ecuación de cortante tenemos

$$0 = -562.44 - \frac{1381.79}{x - 2.65}$$

$$562.44x = 1490.466 - 1381.79$$

$$x = 0.19322 \text{ m}$$

De la tercera ecuación de momento obtendremos el momento máximo con
 $x=0.193+2.65=2.843$

$$M3 = 1761.99x - 4024.775 - 2322.43(x - 2.65)$$

$$M_{max} = 1761.99 * 2.843 - 4024.775 - 2322.43(2.843 - 2.65)$$

$$M_{max} = 536.33 \text{ kg} - \text{m}$$

Obtenemos el momento de diseño multiplicando el momento máximo con un factor de 0.8.

$$M_{diseño} = 429.07 \text{ kg} - \text{m} \equiv 0.49 \text{ Ton} - \text{m}$$

Diseño de acero

- Refuerzo transversal

Mediante el método interactivo tenemos:

A asu, cm	As cal, cm2	A cal, cm
<u>3.2</u>	1.0454	0.1774
0.1774	0.9318	0.1581
0.1581	0.9312	0.158
0.158	0.9312	0.158
0.158	0.9312	0.158
0.158	0.9312	0.158
0.158	0.9312	0.158

$$A_{s_{calculado}} = \frac{Mu * 10^5}{0.9 * f_y \left(d - \frac{A_{asumido}}{2} \right)}$$

$$A_{calculado} = \frac{A_{s_{calculado}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

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

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 104cm * 14cm$$

$$As_{min} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Entonces utilizaremos el acero mínimo

$$5 \text{ } \emptyset 12\text{mm} @ 25\text{cm}$$

Obtenemos la separación de varillas

$$S = \frac{b - r}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{104\text{cm} - 4\text{ cm}}{5 - 1} = 25 \text{ cm}$$

- Refuerzo longitudinal por temperatura

Lo analizaremos por cada metro lineal

A asu, cm	As cal, cm2/m	A cal, cm
<u>3.2</u>	1.0454	0.1845
0.1845	0.9321	0.1645
0.1645	0.9314	0.1644
0.1644	0.9314	0.1644
0.1644	0.9314	0.1644
0.1644	0.9314	0.1644
0.1644	0.9314	0.1644
0.1644	0.9314	0.1644

$$As_{calculado} = \frac{Mu * 10^5}{0.9 * fy \left(d - \frac{A_{asumido}}{2} \right)}$$

$$A_{calculado} = \frac{As_{calculado} * fy}{0.85 * f'c * b}$$

La cuantía mínima para una estructura de 5 pisos con luces menores a 5 metros es de 0.0018.

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

$$As_{min} = 0.0018 * 100\text{cm}/\text{m} * 14\text{cm}$$

$$As_{min} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entonces utilizaremos el acero mínimo

$$3 \text{ } \emptyset 12\text{mm} @ 34\text{cm}/\text{m}$$

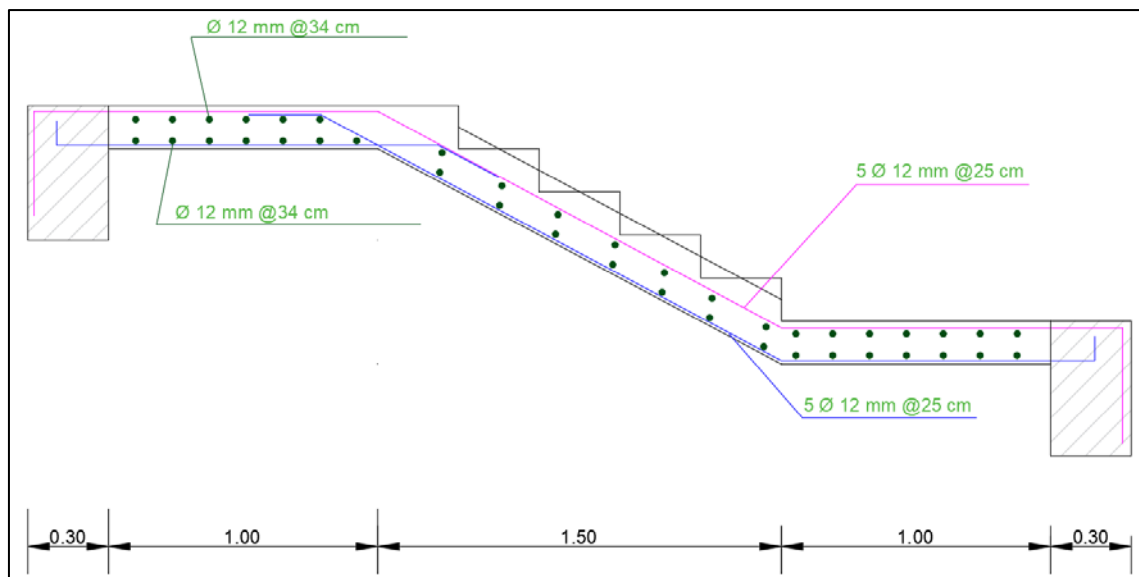


Ilustración 21: Detalle de acero en escalera

Fuente: AutoCad, (2018)

4.1.3. Espectro de diseño

Se procede a crear el espectro con los parámetros que indica la norma NEC-SE-DS para la ciudad de Manta. Los datos se muestran a continuación.

- Población: Manta, Manabí
- Factor de zona Z: 0.50 – peligrosidad sísmica muy alta
- Tipo de suelo: E
- Coeficiente de perfil de suelo (F_a): 0.85
- Coeficiente de perfil de suelo (F_d): 1.5
- Coeficiente no lineal del suelo (F_s): 2.0
- Razón entre la aceleración espectral y el PGA (η): 1.8
- Factor para el espectro (r): 1.5

Para el calculo del periodo limite de vibración (T_c) se debe considerar los coeficientes de perfil de suelo.

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

$$T_c = 1.941 \text{ s}$$

En la siguiente tabla se muestran los periodos en función de la gravedad:

Tabla 7: Valores de la aceleración espectral respecto al periodo

T (seg)	Sa (g)	Sa (g)/R
0	0.7650	0.1913
0.3	0.7650	0.1913
0.6	0.7650	0.1913
0.9	0.7650	0.1913
1.2	0.7650	0.1913
1.6	0.7650	0.1913
1.94	0.7650	0.1913
2.14	0.6939	0.1735
2.49	0.5964	0.1491
2.59	0.5734	0.1433
2.69	0.5520	0.1380
2.74	0.5420	0.1355
2.79	0.5323	0.1331
2.84	0.5229	0.1307
2.99	0.4967	0.1242
3.19	0.4655	0.1164
3.29	0.4514	0.1128

Fuente: Excel, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

El espectro generado en la hoja de Excel se muestra en la siguiente figura:

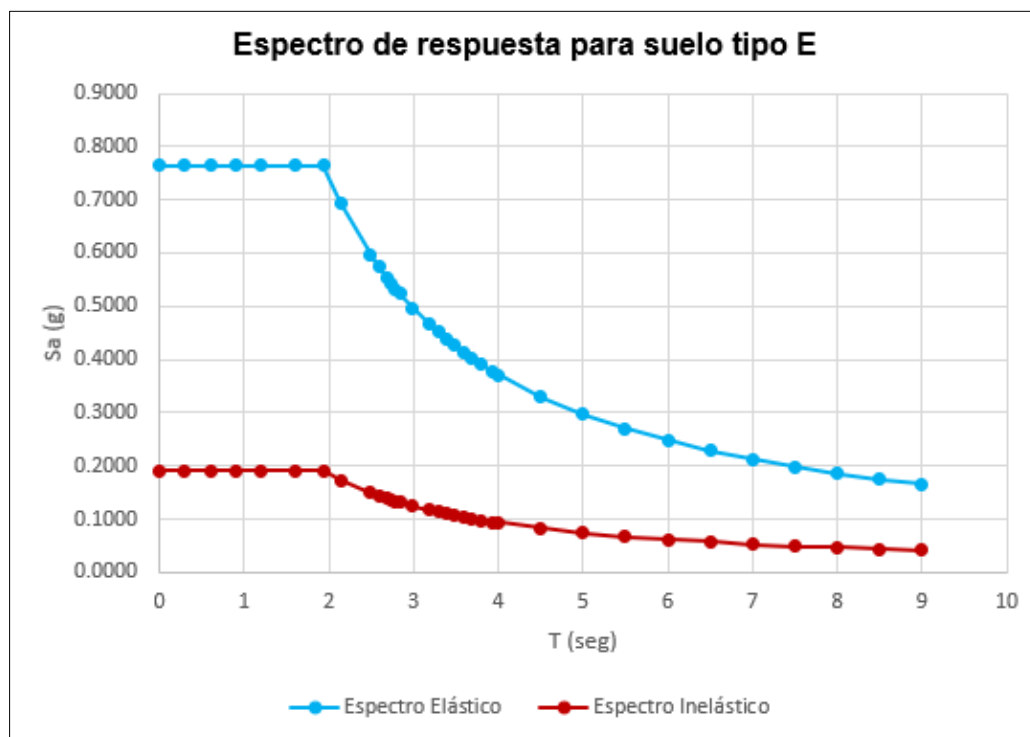


Ilustración 22: Espectro de respuesta elásticos e inelástico

Fuente: Excel, (2016)

4.1.4. Cálculo del cortante basal

Consideramos los parámetros mencionados en el capítulo anterior y aplicamos la ecuación 3. Pero antes obtenemos nuestro periodo T el cual se considera el tipo de estructura con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural.

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

$$T_a = 0.055 * 14.5^{0.75}$$

$$T_a = 0.408 \text{ s}$$

Para el cálculo del cortante basal se toma en cuenta el valor de S_a que se obtiene con el periodo calculado anteriormente. ($T_c=1.94$; $S_a=0.765$)

- Factor de importancia: 1 – otras estructuras (Tabla)
- Factor de reducción R : 4 (tabla).
- La regularidad en planta y elevación: ϕ_e y ϕ_p : 1 (Ilustración 5).

$$V_{est} = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_E\phi_P} W$$

$$V_{est} = \frac{1 * 0.765}{4 * 1 * 1} W$$

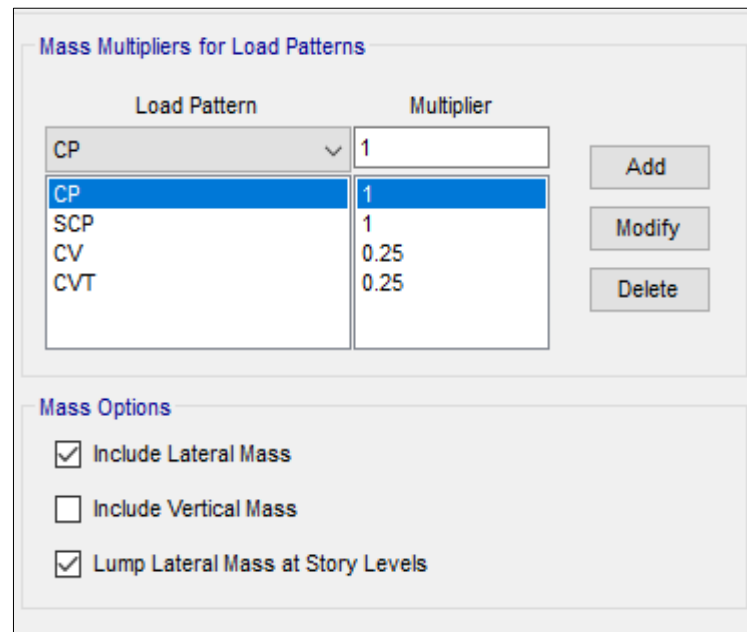
$$V_{est} = 0.1912W$$

El resultado está en función del peso de la estructura el cual será determinada automáticamente por el programa.

4.1.5. Modelo de la estructura en el programa ETABS.

Definimos las propiedades de los materiales tanto del hormigón como del acero de refuerzo como se indicó en el capítulo 3 y una vez realizado el modelado de los elementos como vigas, columnas, muros y losas procedemos a establecer algunos parámetros el cual nos servirá para el análisis dinámico espectral.

Para el análisis dinámico espectral consideraremos el peso propio de la estructura, la sobrecarga y un porcentaje del 25% de la carga viva y para carga viva de techo el 25%, así lo indica la Norma Peruana(DS-00.-2016) para edificaciones comunes (hotel).



Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
CP	1
SCP	1
CV	0.25
CVT	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

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

Ilustración 23: Factores de masa para casos de carga

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el espectro de diseño en el programa ETABS el cual transmitirá una carga dinámica a la estructura. para luego proceder a establecer los casos de carga que actuaran respecto al espectro de respuesta tanto en el sentido X como en Y; considerando un porcentaje de amortiguamiento del 5% y una excentricidad de masa del 5%.

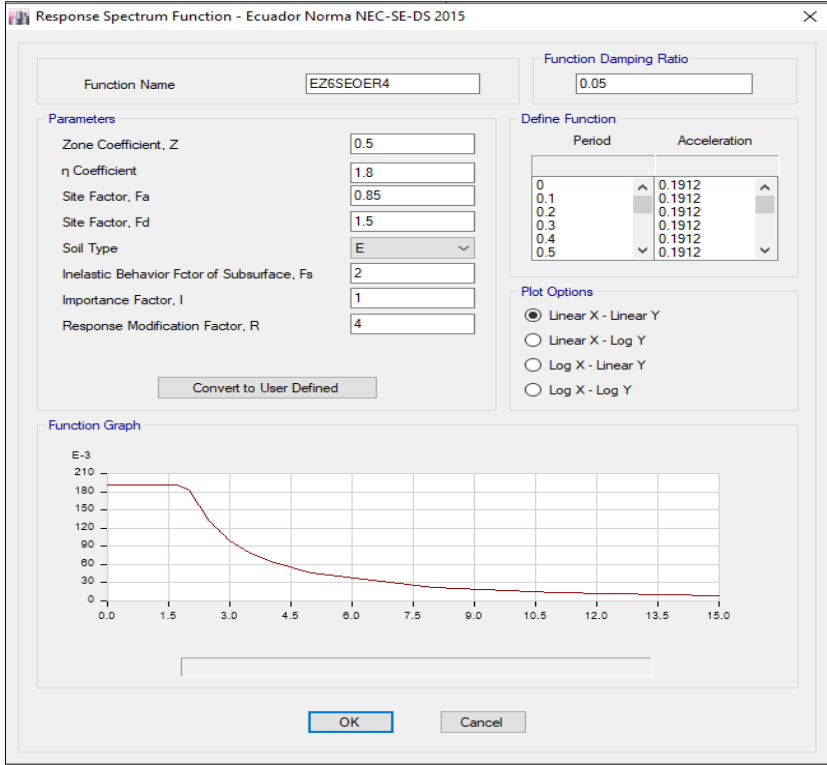


Ilustración 24: Espectro de respuesta elástico
Fuente: Etabs, (2016)

4.1.6. Resultados obtenidos del programa ETABS

Revisamos el peso de la estructura para determinar si cumple la condición del capítulo 3.8.

Base Reactions				
<< 1 de 4 >> Reload Apply				
	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
>	Live	0	0	60473.66
	CVT	0	0	6384
	SCP	0	0	112887.93
	Dead	0	0	207182.95

Ilustración 25: Peso de la estructura
Fuente: Etabs, (2016)

Los valores de FZ que muestra la Ilustración 20 multiplicaremos por los porcentajes de masa que asumimos para sus respectivas cargas.

Tabla 8: Peso de la estructura

Load Case/Combo	FZ	Multiplier	PESO PROPIO
	kgf		kgf
Live	60473.66	0.25	15118.415
CVT	6384	0.25	1596
SCP	112887.9	1	112887.93
Dead	207183	1	207182.95
TOTAL			336785.295

Fuente: Excel, (2016)**Elaboración:** Alan Cali, Alberto Peralta

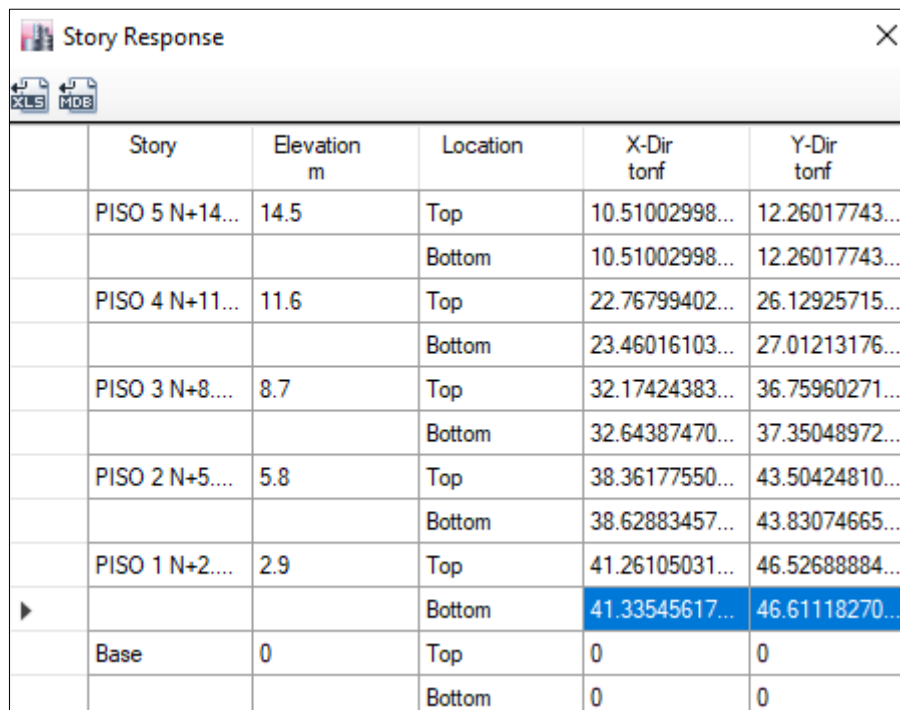
Con el valor total que se muestra en la tabla 7 encontraremos el cortante basal estático.

$$V_{est} = 0.1912W$$

$$V_{est} = 0.1912 * 336785.295 \text{ kgf}$$

$$V_{est} = 64393.35 \text{ kgf} \equiv 64.39 \text{ Ton}$$

El valor del cortante basal dinamico la obtenemos del programa



Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
PISO 5 N+14...	14.5	Top	10.51002998...	12.26017743...
		Bottom	10.51002998...	12.26017743...
PISO 4 N+11...	11.6	Top	22.76799402...	26.12925715...
		Bottom	23.46016103...	27.01213176...
PISO 3 N+8....	8.7	Top	32.17424383...	36.75960271...
		Bottom	32.64387470...	37.35048972...
PISO 2 N+5....	5.8	Top	38.36177550...	43.50424810...
		Bottom	38.62883457...	43.83074665...
PISO 1 N+2....	2.9	Top	41.26105031...	46.52688884...
		Bottom	41.33545617...	46.61118270...
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Ilustración 26: Cortante basal dinámico**Fuente:** Etabs, (2016)

Revisamos la condición del cortante basal para estructuras regulares, el cual nos determinara si es necesario multiplicar por un factor de amplificación a los casos de carga que responden con el sismo de respuesta.

$$V_{din} > 80\%V_{est}$$

En la dirección X

$$41.33 \text{ Ton} > 80\% * 64.39 \text{ Ton}$$

$$41.33 \text{ Ton} > 51.512 \text{ Ton} \rightarrow \text{no cumple}$$

En la dirección Y

$$46.61 \text{ Ton} > 80\% * 64.39 \text{ Ton}$$

$$46.61 \text{ Ton} > 51.512 \text{ Ton} \rightarrow \text{no cumple}$$

Se debe corregir con un factor de amplificación para ambos sentidos de la siguiente manera

$$F_{amp} = \frac{0.8 * V_{est}}{V_{din}}$$

Sentido X

$$F_{amp} = \frac{0.8 * 64.39 \text{ Ton}}{41.33 \text{ Ton}}$$

$$F_{amp} = 1.247$$

Sentido Y

$$F_{amp} = \frac{0.8 * 64.39 \text{ Ton}}{46.61 \text{ Ton}}$$

$$F_{amp} = 1.106$$

Una vez realizado los cambios en el programa revisamos el cortante dinámico.

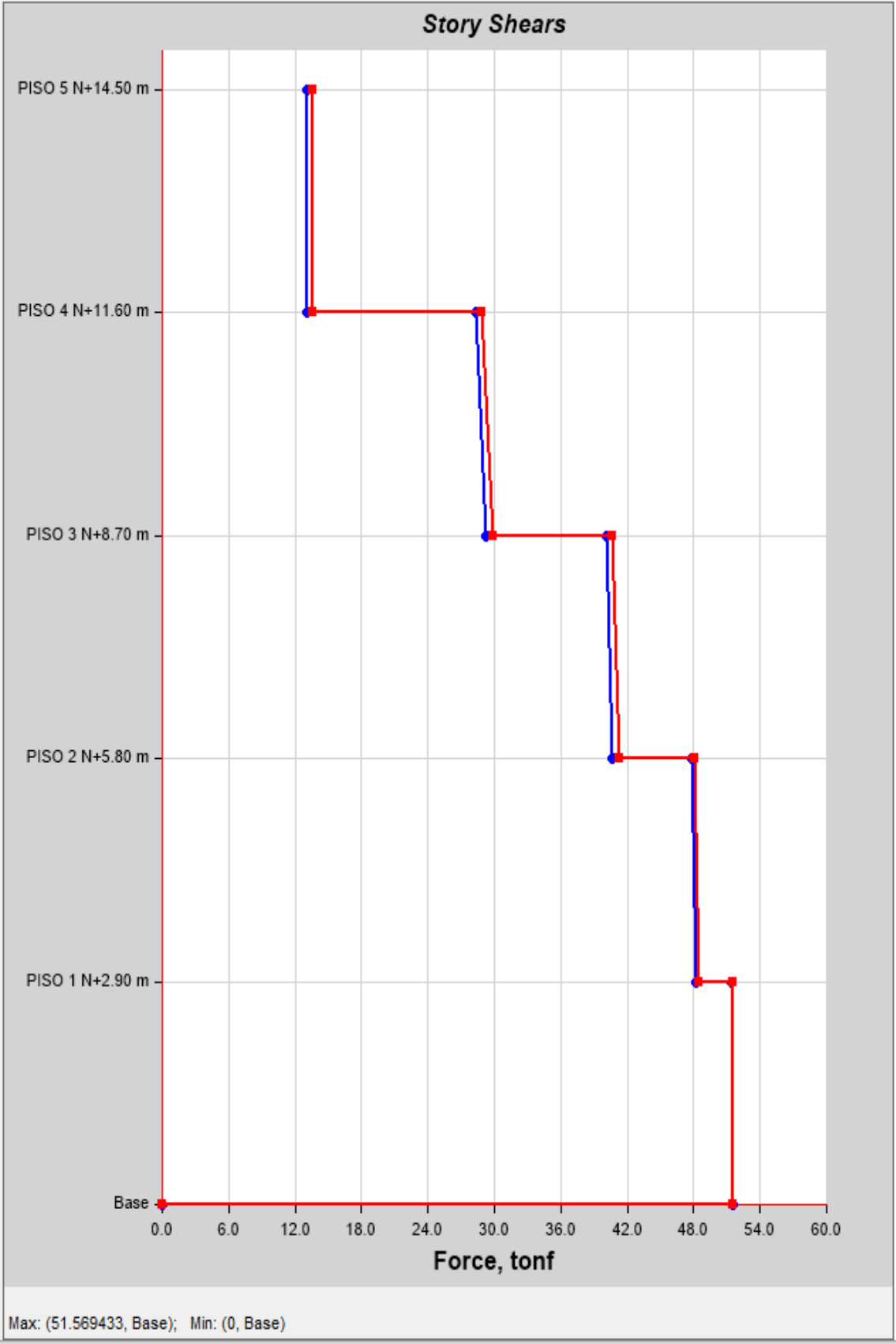
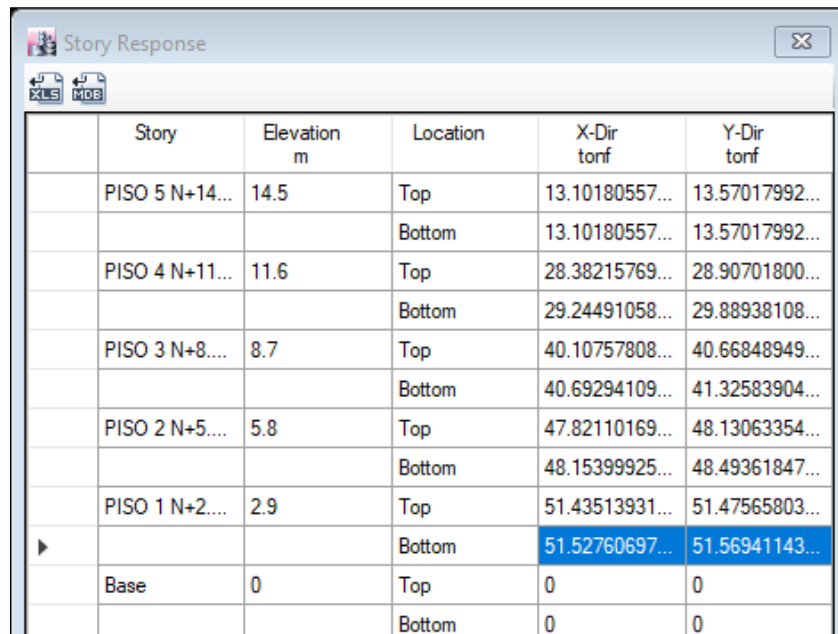


Ilustración 27: Grafica Cortante basal dinámico
Fuente: Etabs, (2016)



	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
	PISO 5 N+14...	14.5	Top	13.10180557...	13.57017992...
			Bottom	13.10180557...	13.57017992...
	PISO 4 N+11...	11.6	Top	28.38215769...	28.90701800...
			Bottom	29.24491058...	29.88938108...
	PISO 3 N+8....	8.7	Top	40.10757808...	40.66848949...
			Bottom	40.69294109...	41.32583904...
	PISO 2 N+5....	5.8	Top	47.82110169...	48.13063354...
			Bottom	48.15399925...	48.49361847...
	PISO 1 N+2....	2.9	Top	51.43513931...	51.47565803...
			Bottom	51.52760697...	51.56941143...
	Base	0	Top	0	0
			Bottom	0	0

Ilustración 28: Cortante basal dinámico corregido con factor de amplificación

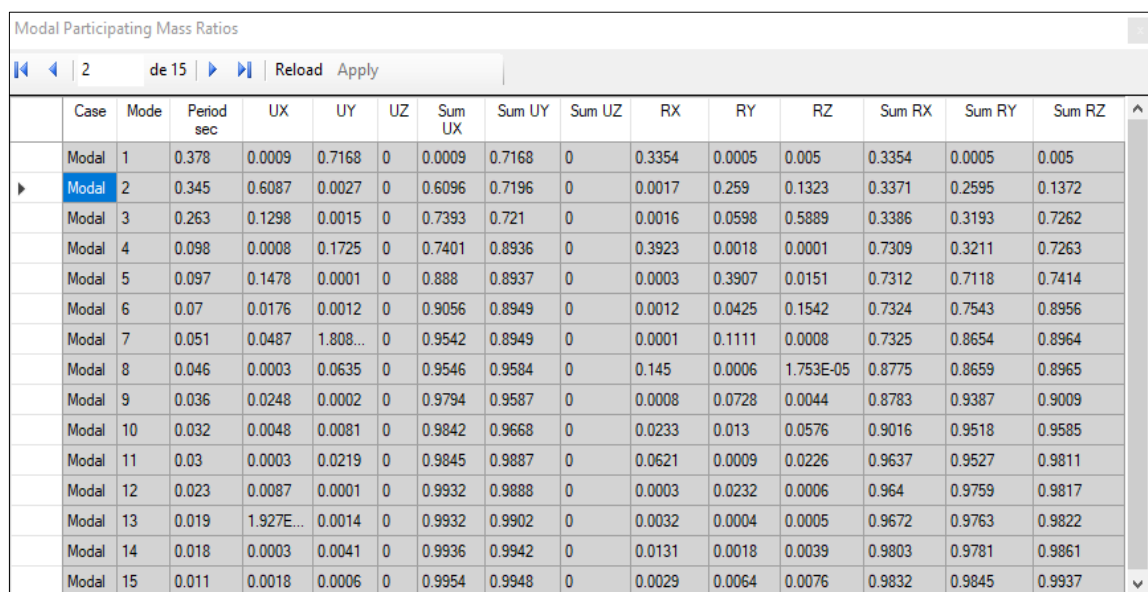
Fuente: Etabs, (2016)

Como podemos observar en la grafica los valores aumentaron en ambos sentidos

$51.53 \text{ Ton} > 51.512 \text{ Ton} \rightarrow \text{cumple en el sentido X}$

$51.57 \text{ Ton} > 51.512 \text{ Ton} \rightarrow \text{cumple en el sentido Y}$

Revisamos las masas participantes de todos los modos de vibración con sus respectivos periodos



	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
	Modal	1	0.378	0.0009	0.7168	0	0.0009	0.7168	0	0.3354	0.0005	0.005	0.3354	0.0005	0.005
	Modal	2	0.345	0.6087	0.0027	0	0.6096	0.7196	0	0.0017	0.259	0.1323	0.3371	0.2595	0.1372
	Modal	3	0.263	0.1298	0.0015	0	0.7393	0.721	0	0.0016	0.0598	0.5889	0.3386	0.3193	0.7262
	Modal	4	0.098	0.0008	0.1725	0	0.7401	0.8936	0	0.3923	0.0018	0.0001	0.7309	0.3211	0.7263
	Modal	5	0.097	0.1478	0.0001	0	0.888	0.8937	0	0.0003	0.3907	0.0151	0.7312	0.7118	0.7414
	Modal	6	0.07	0.0176	0.0012	0	0.9056	0.8949	0	0.0012	0.0425	0.1542	0.7324	0.7543	0.8956
	Modal	7	0.051	0.0487	1.808...	0	0.9542	0.8949	0	0.0001	0.1111	0.0008	0.7325	0.8654	0.8964
	Modal	8	0.046	0.0003	0.0635	0	0.9546	0.9584	0	0.145	0.0006	1.753E-05	0.8775	0.8659	0.8965
	Modal	9	0.036	0.0248	0.0002	0	0.9794	0.9587	0	0.0008	0.0728	0.0044	0.8783	0.9387	0.9009
	Modal	10	0.032	0.0048	0.0081	0	0.9842	0.9668	0	0.0233	0.013	0.0576	0.9016	0.9518	0.9585
	Modal	11	0.03	0.0003	0.0219	0	0.9845	0.9887	0	0.0621	0.0009	0.0226	0.9637	0.9527	0.9811
	Modal	12	0.023	0.0087	0.0001	0	0.9932	0.9888	0	0.0003	0.0232	0.0006	0.964	0.9759	0.9817
	Modal	13	0.019	1.927E...	0.0014	0	0.9932	0.9902	0	0.0032	0.0004	0.0005	0.9672	0.9763	0.9822
	Modal	14	0.018	0.0003	0.0041	0	0.9936	0.9942	0	0.0131	0.0018	0.0039	0.9803	0.9781	0.9861
	Modal	15	0.011	0.0018	0.0006	0	0.9954	0.9948	0	0.0029	0.0064	0.0076	0.9832	0.9845	0.9937

Ilustración 29: Masa participante

Fuente: Etabs, (2016))

En la Ilustración 29 se puede apreciar los modos de vibración de la estructura en los cuales los tres primeros modos se consideran como los fundamentales de una edificación.

Tabla 9: Periodo, masa participante y tipo de modo de vibración para los modos fundamentales

Modo	Periodo	% Masa participante	Tipo de modo de vibrar
1	0,378	71,68	Traslacional en y-y
2	0,345	60,96	Traslacional en x-x
3	0,263	72,62	Torcional en Z

Fuente: Excel, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Revisión de derivas de piso con la condición dada en el capítulo 3.9, acerca de derivas máximas de piso para estructuras regulares $\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$, en la siguiente tabla representamos las derivas para cada piso de la edificación.

Tabla 10: Deriva máxima en pisos

PISO	Elevacion	X-Dir	Y-Dir
	m		
PISO 5 N+14.50 m	14.5	0.001235573	0.001611223
PISO 4 N+11.60 m	11.6	0.001393748	0.001819135
PISO 3 N+8.70 m	8.7	0.001477068	0.001909416
PISO 2 N+5.80 m	5.8	0.001314041	0.001643534
PISO 1 N+2.90 m	2.9	0.000688593	0.000790498

Fuente: Excel, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

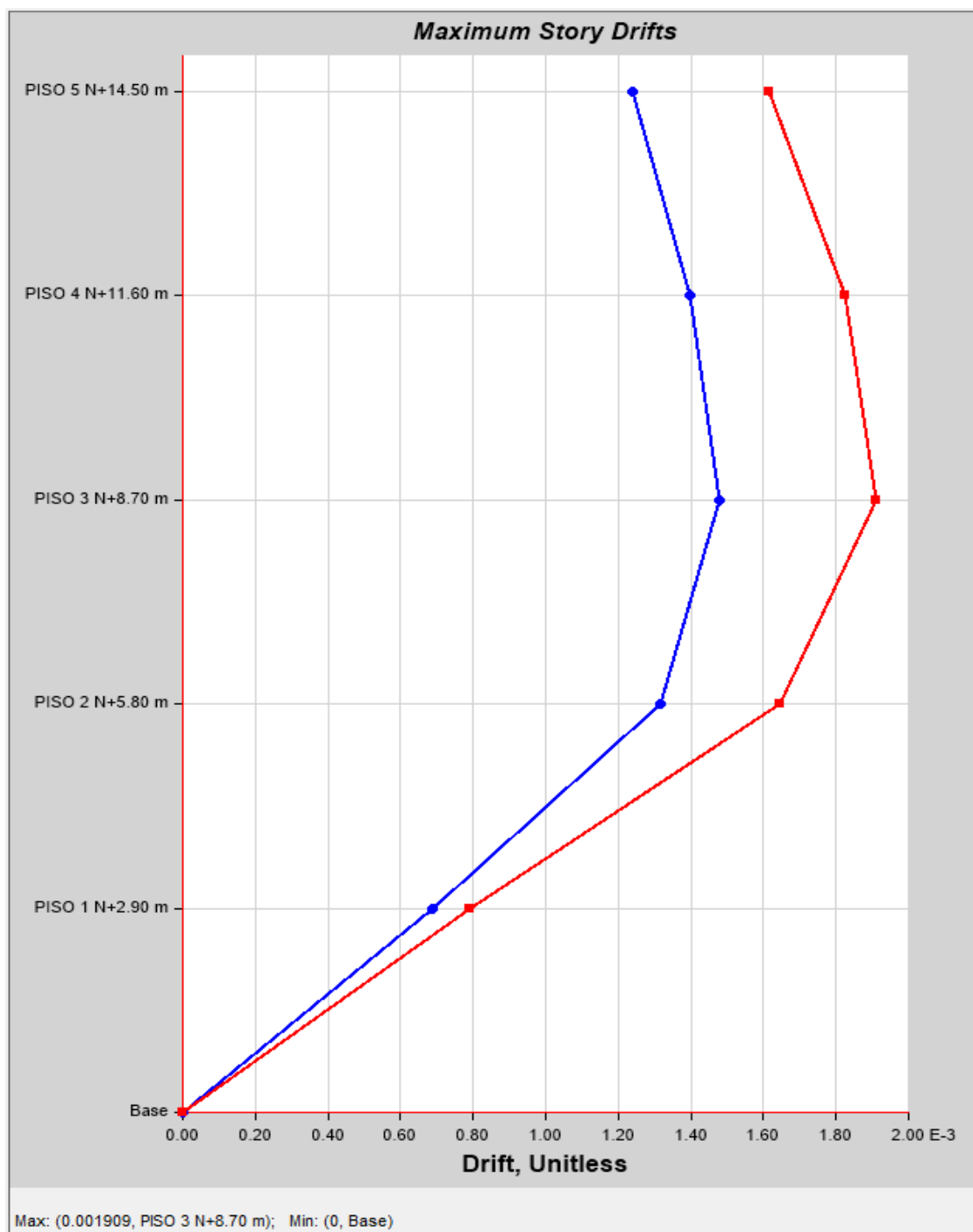


Ilustración 30: Grafica de derivas de piso
Fuente: Etabs, (2016)

Tabla 11: Deriva máxima de la estructura

PISO	DERIVA MÁX EN X	DERIVA MÁX EN Y
PISO 3 N+8.70 m	$0.001477 \times 0.75 \times 4 = 0.0044$	-
PISO 3 N+8.70 m	-	$0.001909 \times 0.75 \times 4 = 0.0057$

Fuente: Excel, (2016)
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Como indica la tabla 5 para estructuras de hormigón armado la deriva máxima no debe exceder el 2%; por esta razón nuestra estructura cumple con este requisito ya que la deriva máxima en el sentido X es 0,0044 y en el sentido Y es 0,0057, este valor es bastante bajo pero esto se debe a la implementación de los muros estructurales para corregir los modos de vibración de la estructura.

4.1.7. Diseño por capacidad

4.1.7.1. Revisión de vigas a flexión

Se verificaran las mayores demandas de momento último (M_u) en los porticos tanto en x como en y de la estructura. los momentos se observara de la combinación envolvente obtenidos del modelo de la estructura en el ETABS.

- En el eje X, Cuarto piso del portico 2 tramo B-C, V25x30

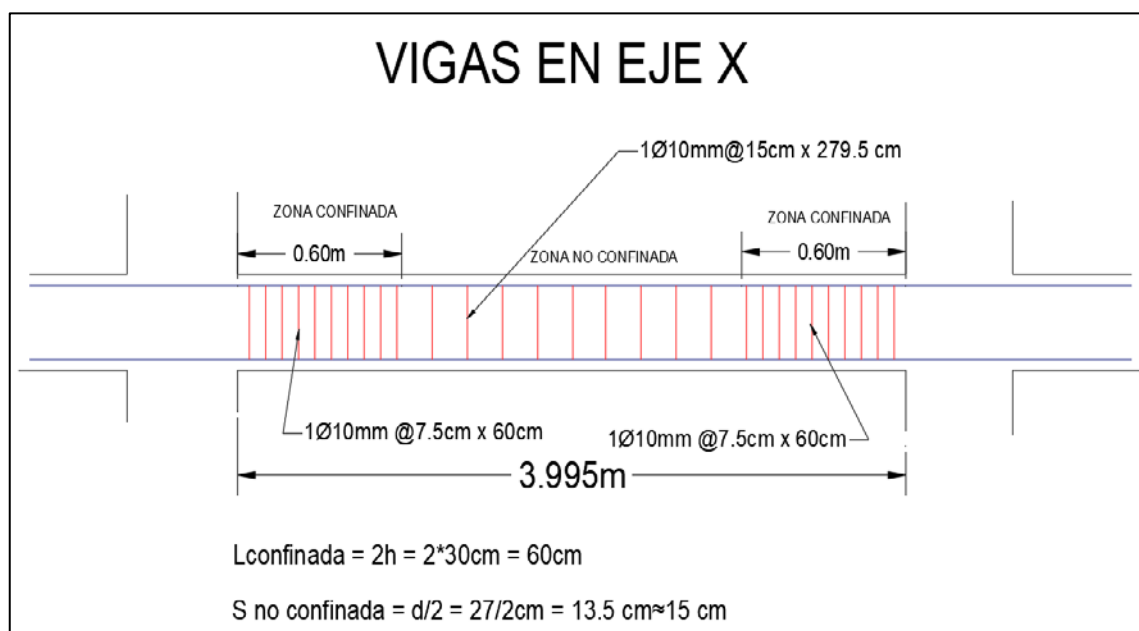


Ilustración 31: Distribución de estribos de viga en sentido x
Fuente: AutoCad, (2018)

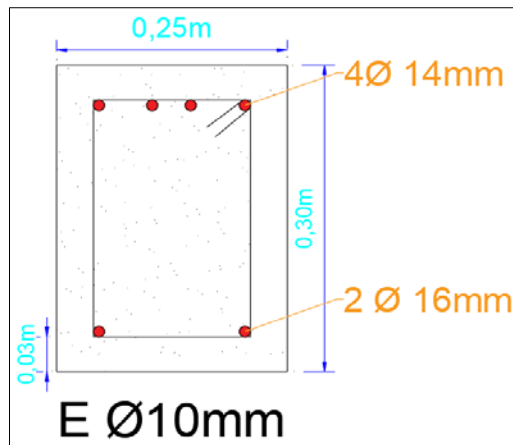


Ilustración 32: Acero de refuerzo de vigas en el eje X
Fuente: AutoCad, (2018)

Momento negativo (Acero superior), $M_u(-)=414692.44 \text{ kgf-cm}$, valor del momento último obtenido del programa ETABS.

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{4 * 1.54 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 27 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0091$$

Cuantía mecánica

$$w = \frac{0,0091 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 0.136$$

Momento nominal

$$\phi M_n = 0,90 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * (27 \text{ cm})^2 * 0,136 (1 - 0,59 * 0,136)$$

$$\phi M_n = 574161.14 \text{ kgf-cm}$$

Condición demanda-capacidad

$$\phi M_n > M_u$$

$$574161.1 \text{ kgf-cm} > 414692.44 \text{ kgf-cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Momento positivo (Acero inferior), $M_u(+)=271140.07 \text{ kgf-cm}$, valor del momento último obtenido del programa ETABS.

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{2 * 2.0106 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 27 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00596$$

Cuantía mecánica

$$w = \frac{0,00596 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 0.0894$$

Momento nominal

$$\phi Mn = 0,90 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * (27 \text{ cm})^2 * 0,0894 (1 - 0,59 * 0,0894)$$

$$\phi Mn = 388930.54 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Condición demanda-capacidad

$$\phi M_n > M_u$$

$$388930.54 \text{ kgf} - \text{cm} > 271140.07 \text{ kgf} - \text{cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

- En el eje Y, Tercer piso del portico D tramo 1-2, V25x30

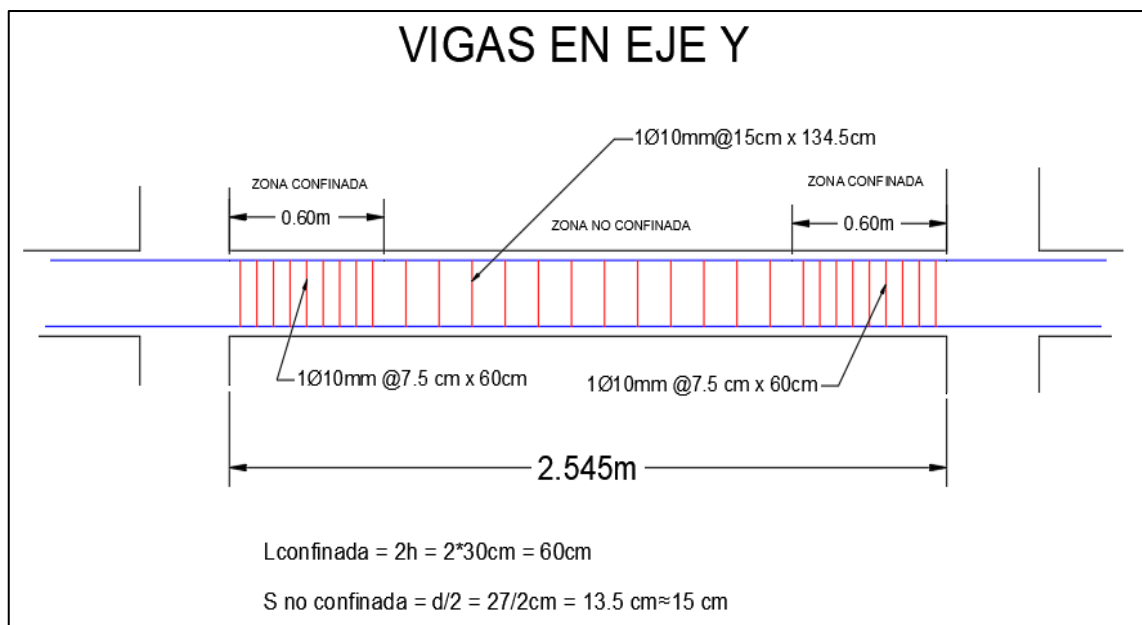


Ilustración 33: Distribución de estribos de viga en sentido x

Fuente: AutoCad, (2018)

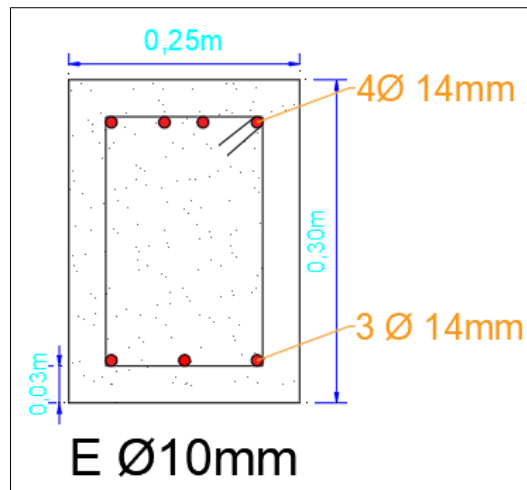


Ilustración 34: Acero de refuerzo de vigas en el eje Y
Fuente: AutoCad, (2018)

Momento negativo (Acero superior), $M_u(-)=492182.70 \text{ kgf-cm}$, valor del momento último obtenido del programa ETABS.

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{4 * 1.54 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 27 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0091$$

Cuantía mecánica

$$w = \frac{0.0091 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 0.136$$

Momento nominal

$$\phi M_n = 0.90 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * (27 \text{ cm})^2 * 0.136 (1 - 0.59 * 0.136)$$

$$\phi M_n = 574161.14 \text{ kgf-cm}$$

Condición demanda-capacidad

$$\phi M_n > M_u$$

$$574161.14 \text{ kgf-cm} > 492182.70 \text{ kgf-cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Momento positivo (Acero inferior), $M_u(+)=367897.29$ kgf-cm, valor del momento último obtenido del programa ETABS.

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{3 * 1.54 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 27 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00684$$

Cuantía mecánica

$$w = \frac{0,00684 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$w = 0.1026$$

Momento nominal

$$\phi M_n = 0,90 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * (27 \text{ cm})^2 * 0,1026 (1 - 0,59 * 0,1026)$$

$$\phi M_n = 442686.73$$

Condición demanda-capacidad

$$\phi M_n > M_u$$

$$442686.73 \text{ kgf} - \text{cm} > 367897.29 \text{ kgf} - \text{cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.1.7.2. Revisión del refuerzo longitudinal

Aplicaremos las 2 condiciones para revisar si cumple el acero de refuerzo longitudinal

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \equiv 411.8793 \text{ MP}_a$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \equiv 27.4586 \text{ MP}_a$$

Área de acero mínimo obtenido de las 2 ecuaciones mencionadas en el capítulo

3.11.2.

Primera ecuación

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

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{411.8793 MP_a} * 250mm * 270mm$$

$$A_{s_{min}} = 229.43mm^2 \equiv 2.29cm^2$$

Segunda ecuación

$$A_{s_{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{27.4586MP_a}}{4 * 411.8793MP_a} * 250mm * 270mm$$

$$A_{s_{min}} = 214.69mm^2 \equiv 2.14cm^2$$

- Viga de 25x30cm en dirección X

Acero inferior

$$A_{s_{inferior}} = 2 * 2.0106cm^2 = 4.02 cm^2$$

$$4.02 cm^2 > 2.29 cm^2 \text{ cumple}$$

Acero superior

$$A_{s_{min_{superior}}} = 4 * 1.54cm^2 = 6.16 cm^2$$

$$6.16 cm^2 > 2.29 cm^2 \text{ cumple}$$

- Viga de 25x30cm en dirección Y

Acero inferior

$$A_{s_{inferior}} = 3 * 1.54 cm^2 = 4.62 cm^2$$

$$4.62 cm^2 > 2.29 cm^2 \text{ cumple}$$

Acero superior

$$A_{s_{min_{superior}}} = 4 * 1.54cm^2 = 6.16 cm^2$$

$$6.16 cm^2 > 2.29 cm^2 \text{ cumple}$$

4.1.7.3. Revisión a cortante de vigas

- Sentido X, Portico 2 tramo A-B del tercer piso.

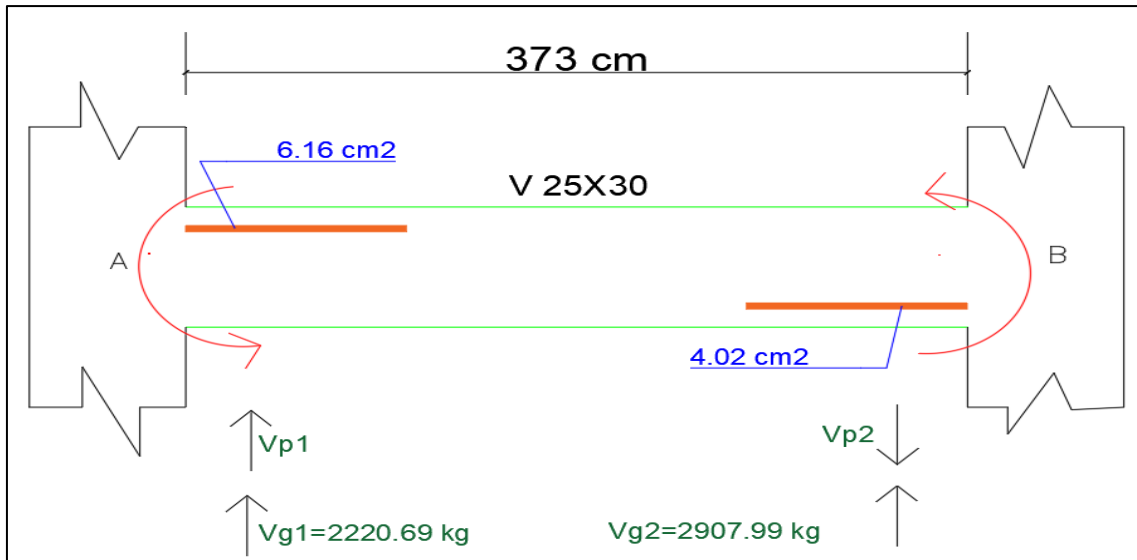


Ilustración 35: Viga de revisión a cortante, eje X
Fuente: AutoCad, (2018)

Momento negativo

$$A_{s_{tracción}} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Altura del bloque de compresión

$$a_{tracción} = \frac{A_{s_{tracción}} * 1.25 * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_{tracción} = \frac{6.16 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}}$$

$$a_{tracción} = 5.435 \text{ cm}$$

Momento probable negativo

$$M_{prA} = A_{s_{tracción}} * 1.25 f_y \left(d - \frac{a_{tracción}}{2} \right)$$

$$M_{prA} = 6.16 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left(27 \text{ cm} - \frac{5.435 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{prA} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Momento positivo

$$A_{s_{tracción}} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Altura del bloque de compresión

$$a_{tracción} = \frac{A_{stracción} * 1.25 * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_{tracción} = \frac{4.02 cm^2 * 1.25 * 4200 \frac{kgf}{cm^2}}{0.85 * 280 \frac{kgf}{cm^2} * 25 cm}$$

$$a_{tracción} = 3.547 cm$$

Momento probable positivo

$$M_{prB} = A s_{tracción} * 1,25 f_y \left(d - \frac{a_{tracción}}{2} \right)$$

$$M_{prB} = 4.02 cm^2 * 1,25 * 4200 \frac{kgf}{cm^2} \left(27 cm - \frac{3.547 cm}{2} \right)$$

$$M_{prB} = 532405.28 kgf - cm$$

Cortante hiperestático

$$V_{p1} = \frac{M_{prA} + M_{prB}}{Lnv}$$

$$V_{p1} = \frac{842663.46 kgf - cm + 532405.28 kgf - cm}{373 cm}$$

$$V_{p1} = 3686.51 kgf$$

Para el cortante hiperestático V_{p2} es el mismo pero con signo negativo

$$V_{p2} = -3686.51 kgf$$

Valores de la fuerza gravitacional obtenidos del programa ETABS. Gráfico de cortante de la combinación 5. (Se los toma como valor absoluto).

$$V_{g1} = 2220.69 kgf$$

$$V_{g2} = 2907.99 kgf$$

Esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección

$$V_{e1} = V_p + V_g$$

$$V_{e1} = 3686.51 kgf + 2220.69 kgf$$

$$V_{e1} = 5907.2 \text{ kgf}$$

$$V_{e2} = V_p + V_g$$

$$V_{e2} = -3686.51 \text{ kgf} + 2907.99 \text{ kgf}$$

$$V_{e2} = -778.52 \text{ kgf}$$

Condición para determinar la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$$\text{Si } \rightarrow V_p \geq 0.50V_e \rightarrow V_c = 0$$

$$3686.51 \text{ kgf} \geq 2953.6 \text{ kgf}$$

$$V_c = 0$$

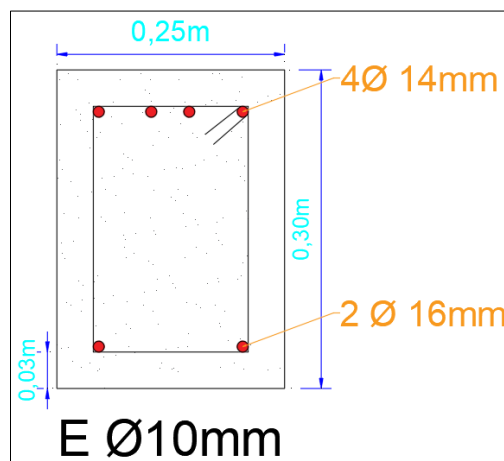


Ilustración 36: Sección de viga estructural en el eje X
Fuente: AutoCad, (2018)

Separación de estribos para la sección confinada:

$$S \leq \begin{cases} d_{viga}/4 = 30\text{cm}/4 = 7.5 \text{ cm} \\ 6d_b \text{ long} = 9.6 \text{ cm} \\ 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se escoge el menor valor de las tres condiciones anteriores

$$V_s = \frac{A_{sy} * f_y * d}{S_{estrb}}$$

$$V_s = \frac{1.571 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 27 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 23753.52 \text{ Kgf}$$

Requisito para corte según la NEC-SE-HM.

$$\phi V_n \geq V_e ; \quad \phi = 0,75$$

$$0.75 * (V_c + V_s) \geq V_e$$

$$0.75 * (0 + 23753.52) \text{ kgf} \geq 5907.20 \text{ kgf}$$

$$17815.14 \text{ kgf} \geq 5907.20 \text{ kgf} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Sentido Y, Pórtico B tramo 1-2 del cuarto

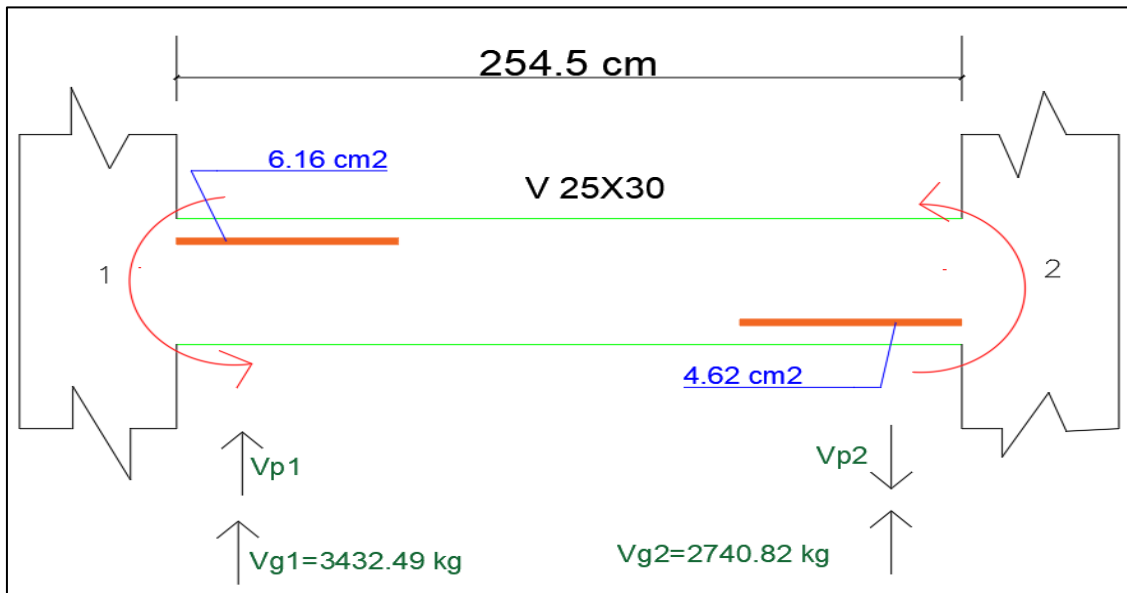


Ilustración 37: Viga de revisión a cortante, eje Y

Fuente: AutoCad, (2018)

Momento negativo

$$A_{stracción} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Altura del bloque de compresión

$$a_{tracción} = \frac{A_{stracción} * 1.25 * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_{tracción} = \frac{6.16 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}}$$

$$a_{tracción} = 5.435 \text{ cm}$$

Momento probable negativo

$$M_{prA} = A_{stracción} * 1,25 f_y \left(d - \frac{a_{tracción}}{2} \right)$$

$$M_{prA} = 6.16 \text{ cm}^2 * 1,25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left(27 \text{ cm} - \frac{5.435 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{prA} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Momento positivo

$$A_{stracción} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Altura del bloque de compresión

$$a_{tracción} = \frac{A_{stracción} * 1.25 * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_{tracción} = \frac{4.62 \text{ cm}^2 * 1.25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}}$$

$$a_{tracción} = 4.076 \text{ cm}$$

Momento probable positivo

$$M_{prB} = A_{stracción} * 1,25 f_y \left(d - \frac{a_{tracción}}{2} \right)$$

$$M_{prB} = 4.62 \text{ cm}^2 * 1,25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left(27 \text{ cm} - \frac{4.076 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{prB} = 605453.31 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Cortante hiperestático

$$V_{p1} = \frac{M_{prA} + M_{prB}}{Ln_v}$$

$$V_{p1} = \frac{842663.46 \text{ kgf} - \text{cm} + 605453.31 \text{ kgf} - \text{cm}}{254.5 \text{ cm}}$$

$$V_{p1} = 5690.05 \text{ kgf}$$

Para el cortante hiperestático V_{p2} es el mismo pero con signo negativo

$$V_{p2} = -5690.05 \text{ kgf}$$

Valores de la fuerza gravitacional obtenidos del programa ETABS. Gráfico de cortante de la combinación 5. (Se los toma como valor absoluto)

$$V_{g1} = 3432.49 \text{ kgf}$$

$$V_{g2} = 2740.82 \text{ kgf}$$

Esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección

$$V_{e1} = V_p + V_g$$

$$V_{e1} = 5690.05 \text{ kgf} + 3432.49 \text{ kgf}$$

$$V_{e1} = 9122.54 \text{ kgf}$$

$$V_{e2} = V_p + V_g$$

$$V_{e2} = -5690.05 \text{ kgf} + 2740.82 \text{ kgf}$$

$$V_{e2} = -2949.23 \text{ kgf}$$

Condición para determinar la resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$$\text{Si } V_p \geq 0.50V_e \rightarrow V_c = 0$$

$$5690.05 \text{ kgf} \geq 4561.27 \text{ kgf}$$

$$V_c = 0$$

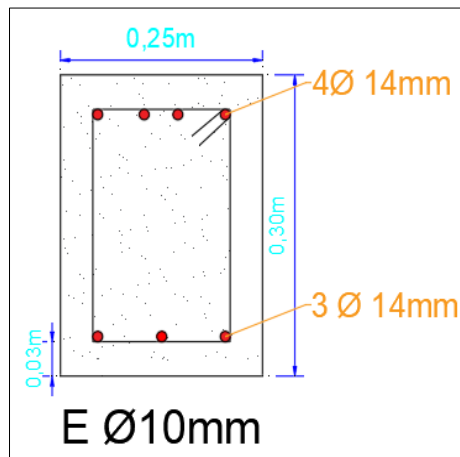


Ilustración 38: Sección de viga estructural en el eje Y
Fuente: AutoCad, (2018)

Separación de estribos para la sección confinada:

$$S \leq \begin{cases} d_{viga}/4 = 30cm/4 = 7.5 \text{ cm} \\ 6d_b \text{ long} = 8.4 \text{ cm} \\ 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se escoge el menor valor de las tres condiciones anteriores

$$V_s = \frac{A_{sy} * f_y * d}{S_{estrb}}$$

$$V_s = \frac{1.571 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{kgf}{cm^2} * 27 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 23753.52 \text{ kg}$$

Requisito para corte según la NEC-SE-HM.

$$\phi V_n \geq V_e ; \quad \phi = 0,75$$

$$0.75 * (V_c + V_s) \geq V_e$$

$$0.75 * (0 + 23753.52) \text{ kgf} \geq 9122.54 \text{ kgf}$$

$$17815.14 \text{ kgf} \geq 9122.54 \text{ kgf} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.1.7.4. Cálculo de Nervios en losa

Losa de una dirección en el sentido Y:

Carga muerta: QM = 480 kg/m²

Carga viva: QV = 200 Kg/m²

Análisis de cargas sobre los nervios:

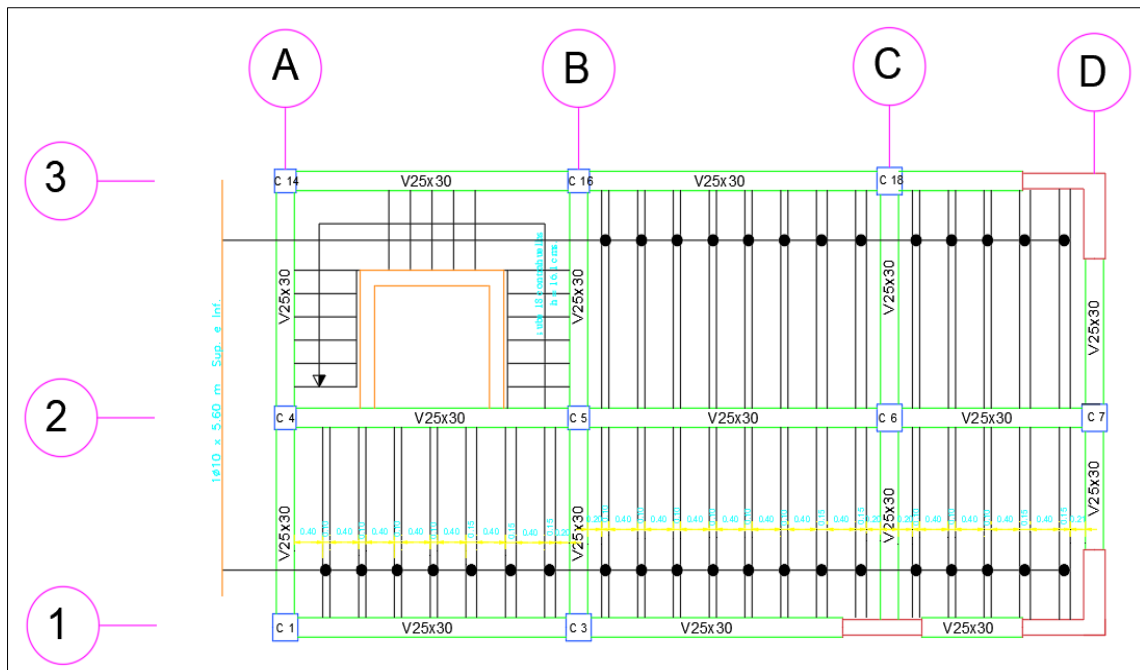


Ilustración 39: Nervios en losa
Fuente: AutoCad, (2018)

Para este cálculo se debe llevar a cabo la respectiva distribución de cargas para saber cual es la demanda que estará soportando cada nervio.

Por lo tanto, realizamos la distribución de cargas en cada paño:

S: Distancia corta.

L: Distancia larga.

M: Razón entre distancia corta y distancia larga.

qs: Carga en el sentido corto

ql: Carga en el sentido largo

Para determinar esta distribución se dispone de las siguientes ecuaciones:

$$m = S/L \qquad q_s = \frac{Q * S}{3} \qquad q_l = \frac{q_s (3 - m^2)}{2}$$

Como los dos tramos tienen distancias muy parecidas en el sentido Y, tomamos el paño con mayor Luz para realizar el cálculo.

Distribución de carga muerta

$$m = \frac{2,87}{4,32} = 0,66$$

$$q_s = \frac{0,48 \text{ T/m}^2 * 2,87 \text{ m}}{3} = 0,459 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$q_l = \frac{0,459 (3 - 0,66^2)}{2} = 0,588 \text{ Ton/m}$$

Distribución de carga viva

$$q_s = \frac{0,2 \text{ T/m}^2 * 2,87 \text{ m}}{3} = 0,19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$q_l = \frac{0,19 (3 - 0,66^2)}{2} = 0,243 \text{ Ton/m}$$

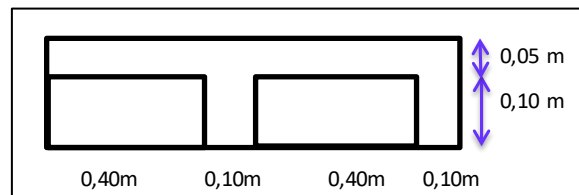


Ilustración 40: Corte de losa

Fuente: AutoCad, (2018)

Tomamos un tramo de un metro para efectos de calculo:

$$Q_u = 1,2 (0,588 \text{ T/m}) + 1,6 (0,244 \text{ T/m}) = 1,096 \text{ T/m} = 1,10 \text{ T/m}$$

$$W = 1,10 \text{ T/m} \times 2 = 2,20 \text{ T/m}$$

Distribucion en nervios

$$\frac{W}{S} = \frac{2,20}{2,87} = 0,766 \text{ T/m}$$

Como en un metro entran dos nervios se divide este valor para dos:

$$q = \frac{0,766 \text{ T/m}}{2} = 0,383 \text{ T/m}$$

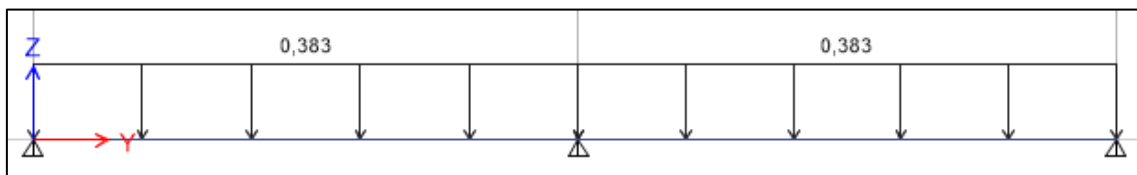


Ilustración 41: Grafica de carga sobre nervios

Fuente: Etabs, (2016)

Momentos en los nervios:

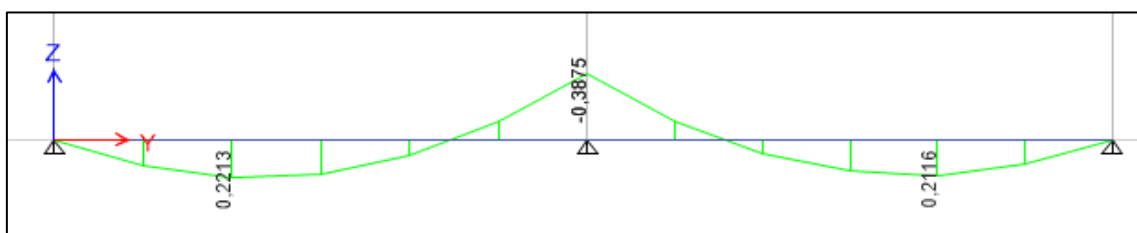


Ilustración 42: Grafica de momentos sobre los nervios

Fuente: Etabs, (2016)

Cálculo de Acero necesario:

Calculamos el acero mínimo necesario para los nervios:

$$A_{smin} = \frac{14}{F_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 10cm \cdot 18cm = 0,6 cm^2$$

Mediante la ecuación de momento obtenemos la cuantía mecánica para determinar el área de acero necesaria.

$$M = 0,3875 T \cdot m = 38750 Kg \cdot cm$$

$$\begin{aligned} M_n &= b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot w(1 - 0,59W) \\ 38750 Kg \cdot cm &= 10cm \cdot (18cm)^2 \cdot 280 \cdot w(1 - 0,59W) \\ 38750 Kg \cdot cm &= 907200w - 535248w^2 \\ 535248w^2 - 907200w + 38750 Kg \cdot cm &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= \frac{(-(-907200) \pm \sqrt{(-907200)^2 - 4(535248)(38750)})}{2(535248)} \\ w &= \frac{((907200) \pm 860260,66)}{1070496} = \begin{cases} w = \frac{1767460,66}{1070496} = 1,65 \\ w = \frac{46939,34}{1070496} = 0,0438 \end{cases} \end{aligned}$$

Tomamos el valor de 0,0438 de cuantía mecánica

$$\begin{aligned} w &= \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \\ A_s &= \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f'_c}{f_y} \\ A_s &= \frac{0,0438 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 280}{4200} = 0,5256 cm^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 0,5256 cm^2 \rightarrow \emptyset 10mm = 0,785 cm^2$$

Usar 1 \emptyset 10mm en la parte superior e inferior del nervio

4.1.7.5. Revisión de columnas a flexo – compresión

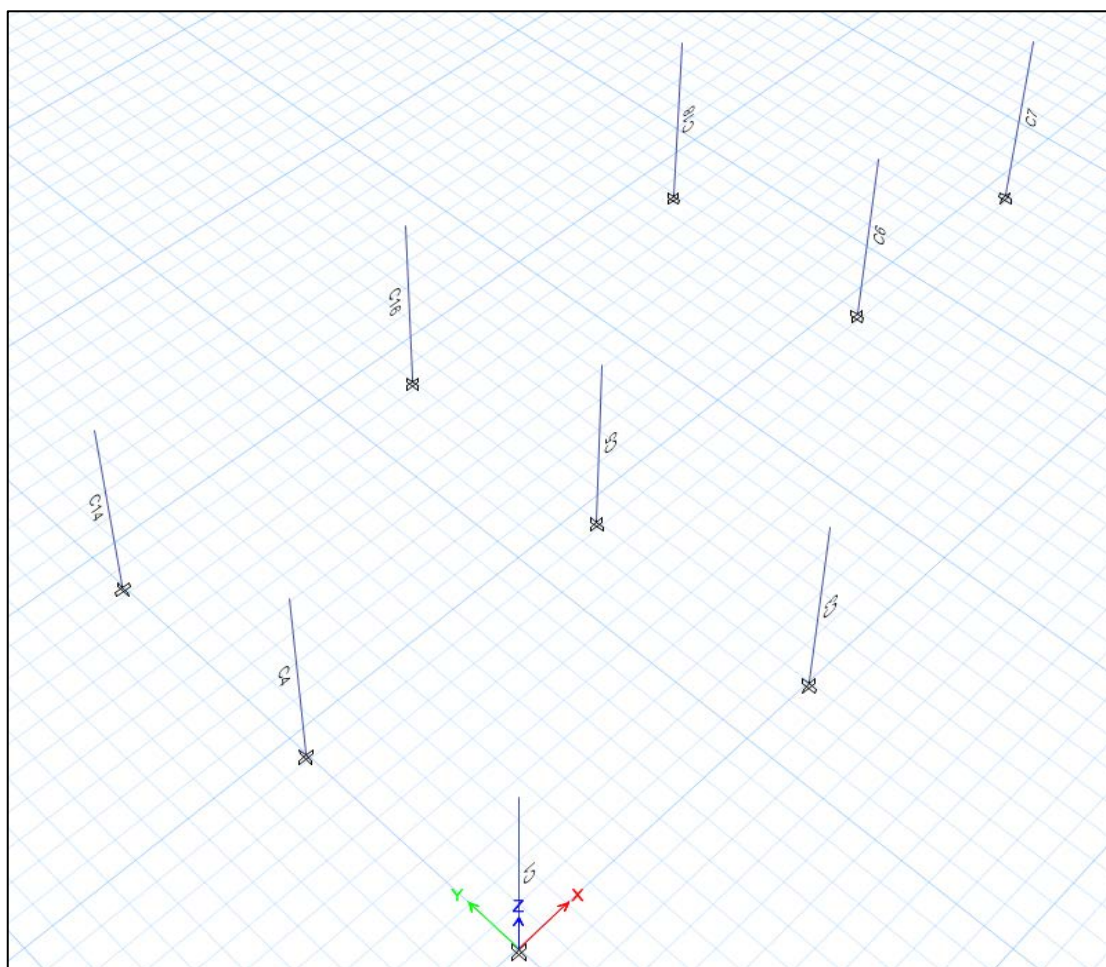


Ilustración 43: Numeración de columnas de la edificación

Fuente: Etabs, (2016)

Resultados obtenidos en columnas esquineras.

Tabla 12: Esfuerzos en columnas esquineras

Columnas Esquineras						
	Combo 2			combo 5		
Columna	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)
C1	21,57	0,71	0,34	29.09	1,84	1,70
C14	11,84	0,23	0,10	9,61	0,07	1,06

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

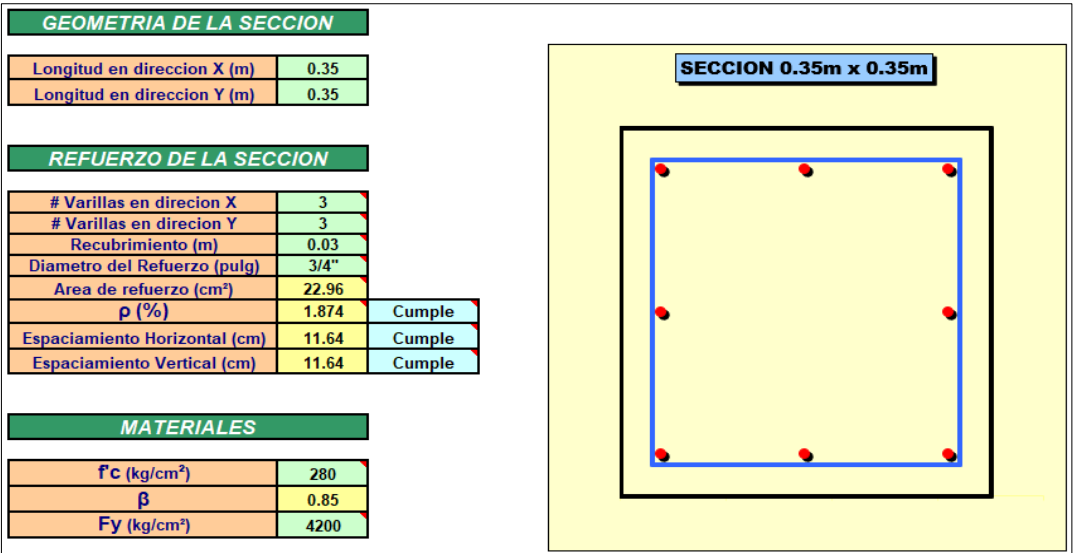


Ilustración 44: Características de sección de columna C1 y materiales.

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamosa
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Revision de columna esquinera C1 – Sentido X

Tabla 13: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C1 en sentido x

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - X	1.84	29.09
Combo 2	0.71	21.57

Fuente: Etabs, (2016)
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

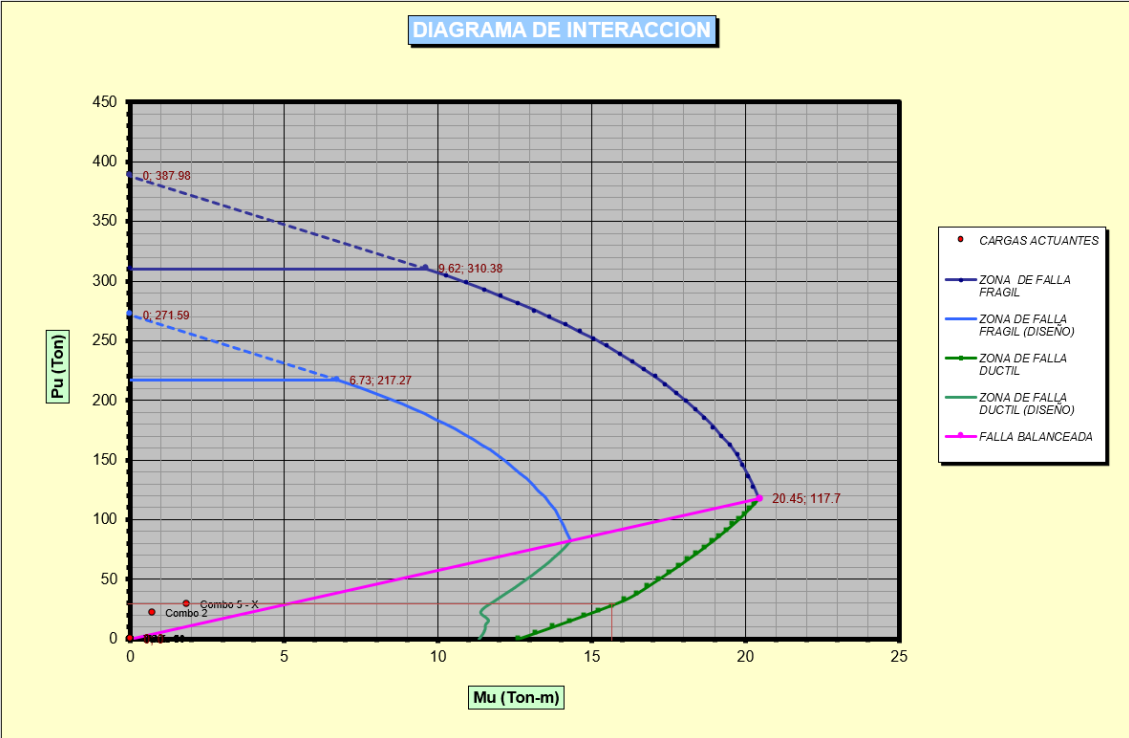


Ilustración 45: Diagrama de interacción de columna esquinera C1 sentido X

Elaboración: Llamosa, J.,(s.f.)
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C1 en el sentido X es $M_u=15.80$ Ton-m, además se grafica los puntos de las cargas aplicadas en la columna, lo que nos permite ver que la columna soportara de manera adecuada dichas cargas.

Revision de columna esquinera C1 – Sentido Y

Tabla 14: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C1 en sentido Y

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - Y	1.7	29.09
Combo 2	0.34	21.57

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

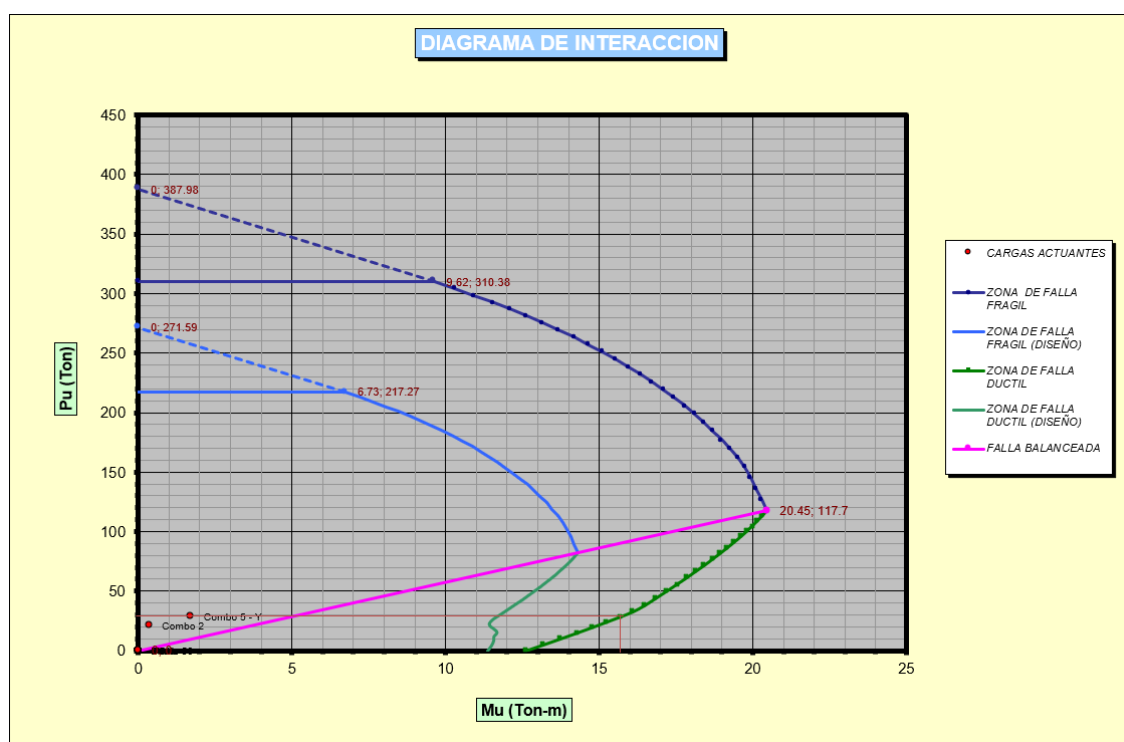


Ilustración 46: Diagrama de interacción de columna esquinera C1 sentido Y

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamasa

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C1 en el sentido X es $M_u= 15.80$ Ton-m. Además la grafica muestra los puntos de las cargas aplicadas en la columna, lo que nos permite ver que la columna soportara de manera adecuada estas solicitaciones de carga.

Resultados obtenidos en columnas laterales:

Tabla 15: Esfuerzos en columnas laterales

Columnas Laterales						
	Combo 2			combo 5		
Columna	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)
C3	35,91	0,04	0,69	42,36	1,73	1,77
C4	16,89	0,07	0,03	10,40	0,63	0,95
C7	20,92	0,03	0,27	14,07	2,21	0,89
C16	25,27	0,38	0,57	8,98	0,52	0,75
C18	30,22	0,32	0,39	16,79	1,46	1,73

Fuente: Etabs, (2016)
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Revision de columna lateral C3 - Sentido X

Tabla 16: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C3 en sentido X

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - X	1.73	42.36
Combo 2	0.04	35.91

Fuente: Etabs, (2016)
Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

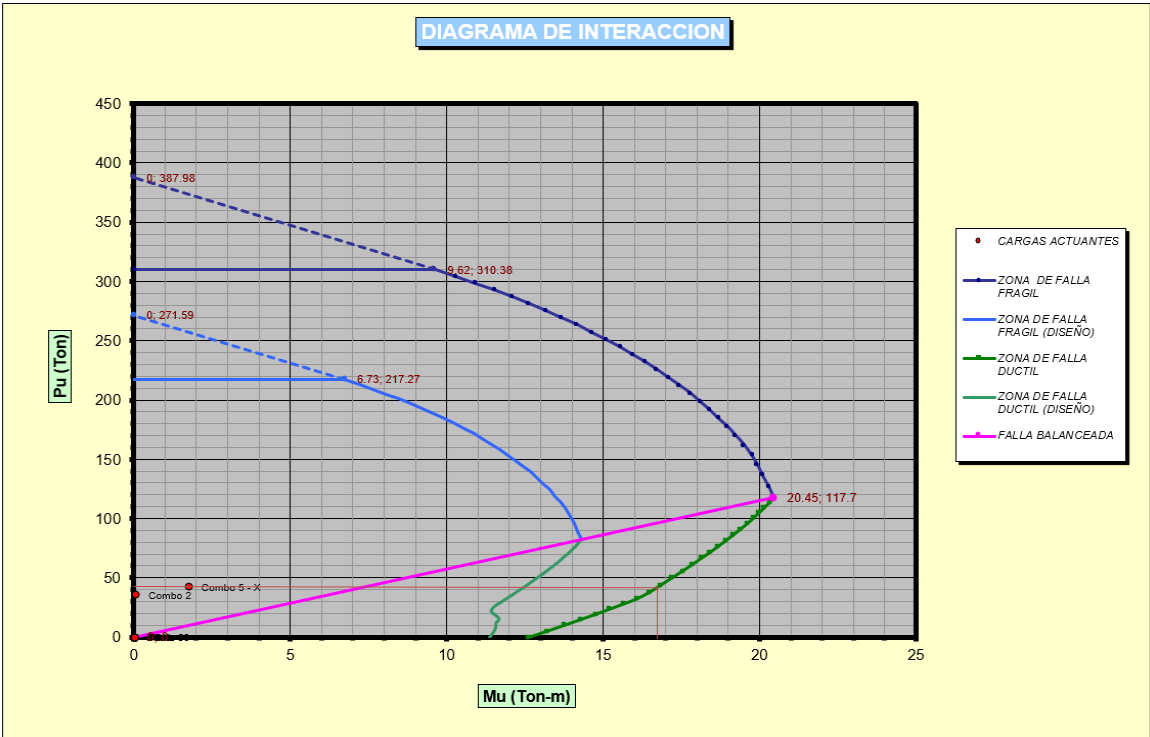


Ilustración 47: Diagrama de interacción de columna esquinera C3 sentido X

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamosa
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C3 en el sentido X es $M_u = 16.85$ Ton-m. Además se grafican los puntos de las cargas aplicadas a la columna lo que permite ver que la columna soportara de manera adecuada las solicitaciones de carga.

Revisión de columna C3 – Sentido Y

Tabla 17: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C3 en sentido Y

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - Y	1.77	42.36
Combo 2	0.69	35.91

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

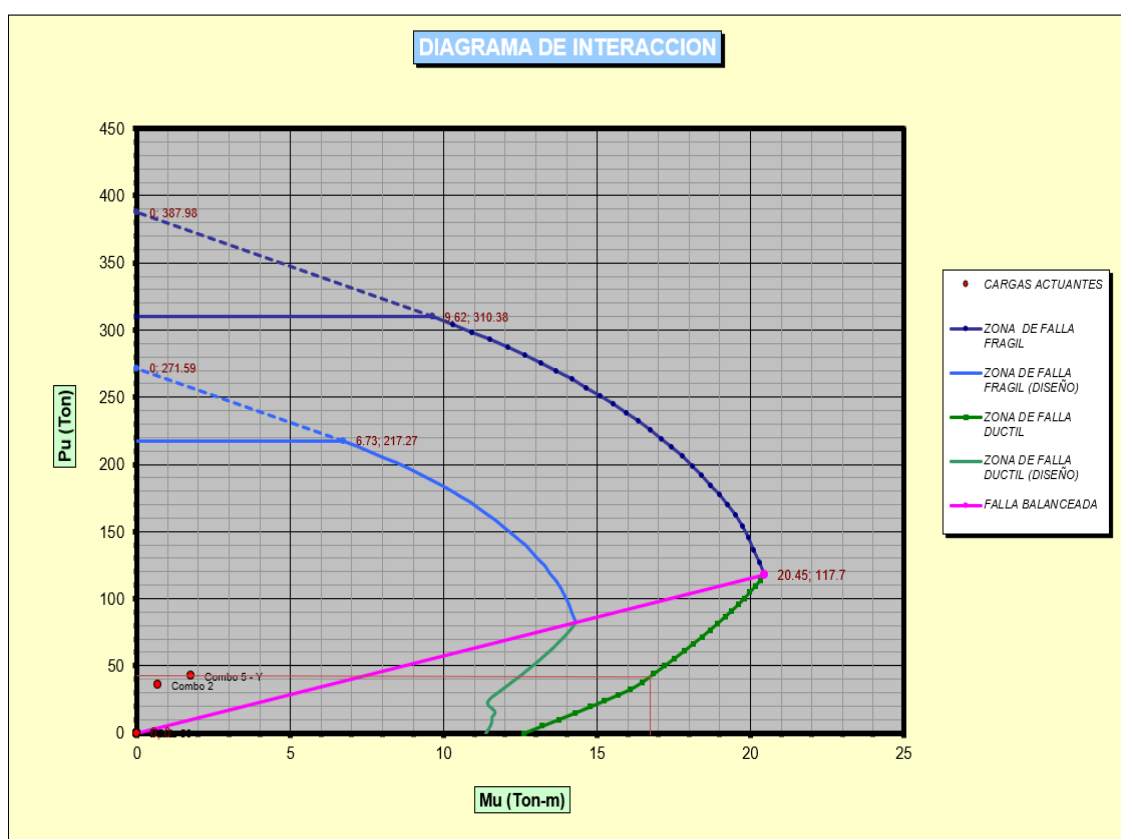


Ilustración 48: Diagrama de interacción de columna esquinera C3 sentido Y

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamasa

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C3 en el sentido Y es $M_u = 16.85$ Ton-m. Además se grafican las cargas aplicadas lo que permite observar que la columna soportara de manera adecuada las solicitaciones de carga aplicadas.

Resultados obtenidos en columnas laterales:

Tabla 18: Esfuerzos en columnas centrales

Columnas Centrales						
	Combo 2			combo 5		
Columna	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)	Carga Axial (Tonf)	Momento X (Tonf-m)	Momento Y (Tonf-m)
C5	34,50	0,57	0,01	0,66	0,41	0,90
C6	57,56	0,03	0,85	55,79	1,67	1,66

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Revision de columna C6 – Sentido X

Tabla 19: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C6 en sentido X

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - X	1.67	55.79
Combo 2	0.03	57.56

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

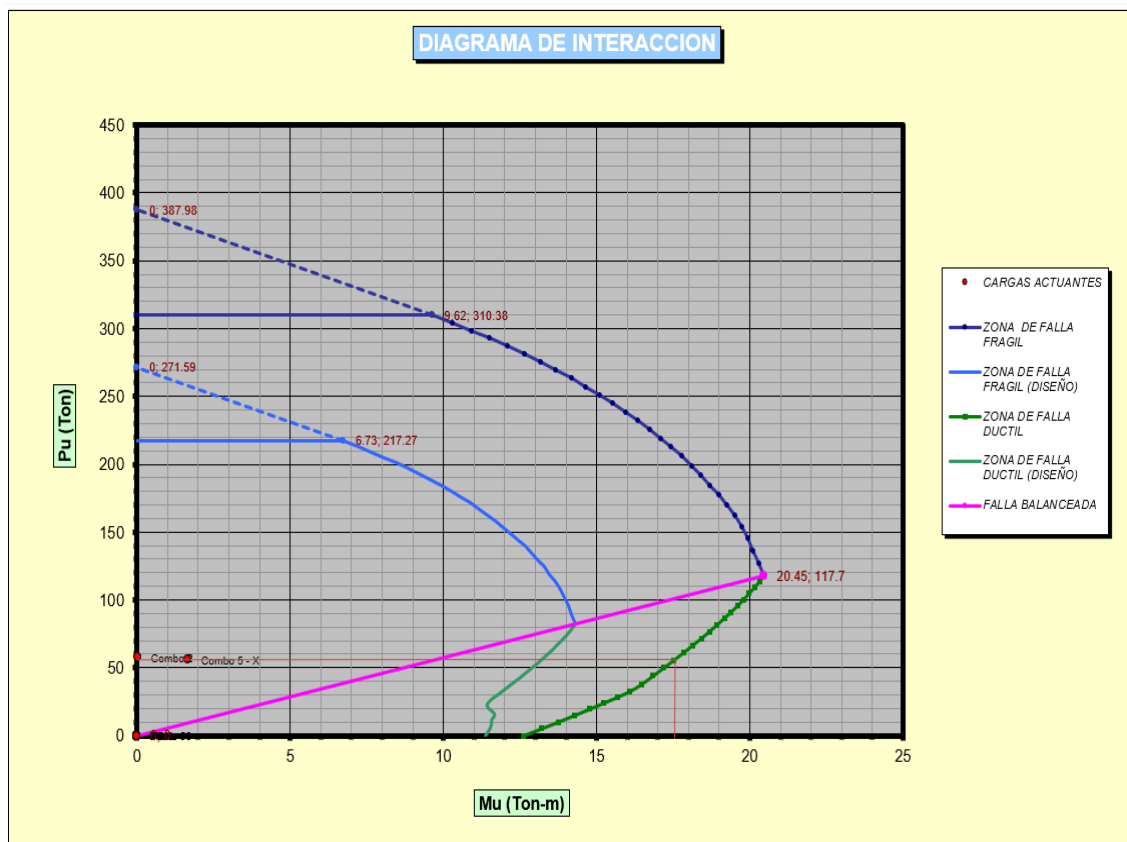


Ilustración 49: Diagrama de interacción de columna esquinera C6 sentido X

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamosa

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C6 en el sentido X es $M_u = 17.55$ Ton-m. Además se grafican las cargas aplicadas en la columna lo que permite observar que la columna soportara adecuadamente las solicitaciones de carga aplicadas.

Revision de columna C6 – Sentido Y

Tabla 20: Valores de momentos nominales y carga axial en columna C6 en sentido Y

COMBINACION	M (Tn.m)	P (Tn)
Combo 5 - Y	1.66	55.79
Combo 2	0.85	57.56

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

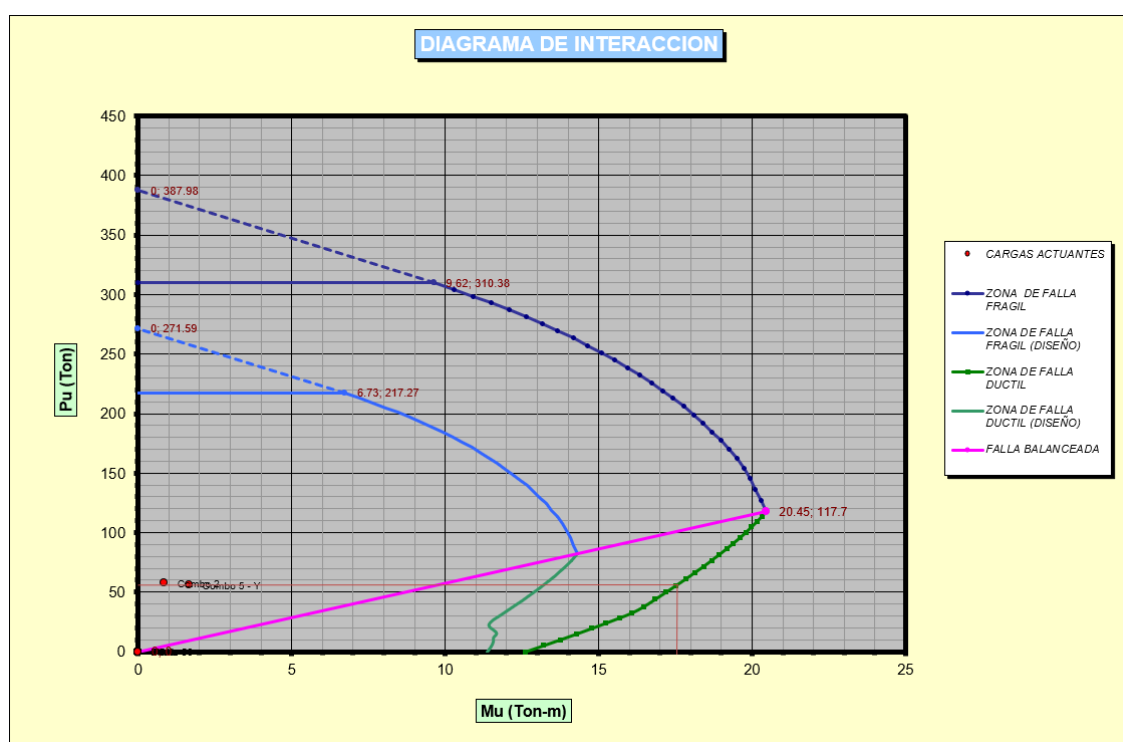


Ilustración 50: Diagrama de interacción de columna esquinera C6 sentido Y

Elaboración: Hoja de Excel, Juan Llamosa

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Momento ultimo obtenido del diagrama de interacción de la columna C6 en el sentido Y es $M_u = 17.55$ Ton-m. Además se grafican los puntos de las cargas aplicadas en la columna, lo que permite apreciar que la columna soportara de manera adecuada las solicitaciones de carga aplicadas.

4.1.8. Diseño de columna por flexión biaxial mediante diagrama de interacción de ETABS

- Para una columna esquinera (columna C1)

Obtenemos los valores de momento en el eje X y Y y esfuerzo último. Estos valores fueron tomados de la combinación envolvente

$$M_{33} = 1.8383 \text{ ton} - m$$

$$M_{22} = 1.6964 \text{ ton} - m$$

$$P_u = 29.0946 \text{ ton}$$

Determinamos el angulo de la siguiente manera

$$\alpha = \text{Arctan} \left(\frac{M_{22}}{M_{33}} \right)$$

$$\alpha = \text{Arctan} \left(\frac{1.6964}{1.8383} \right)$$

$$\alpha = 42.74^\circ \approx 45^\circ$$

Luego procedemos a revisar en el programa ETABS el diagrama de interacción de la columna que se esta analizando y revisamos los valores con un angulo de 45° .

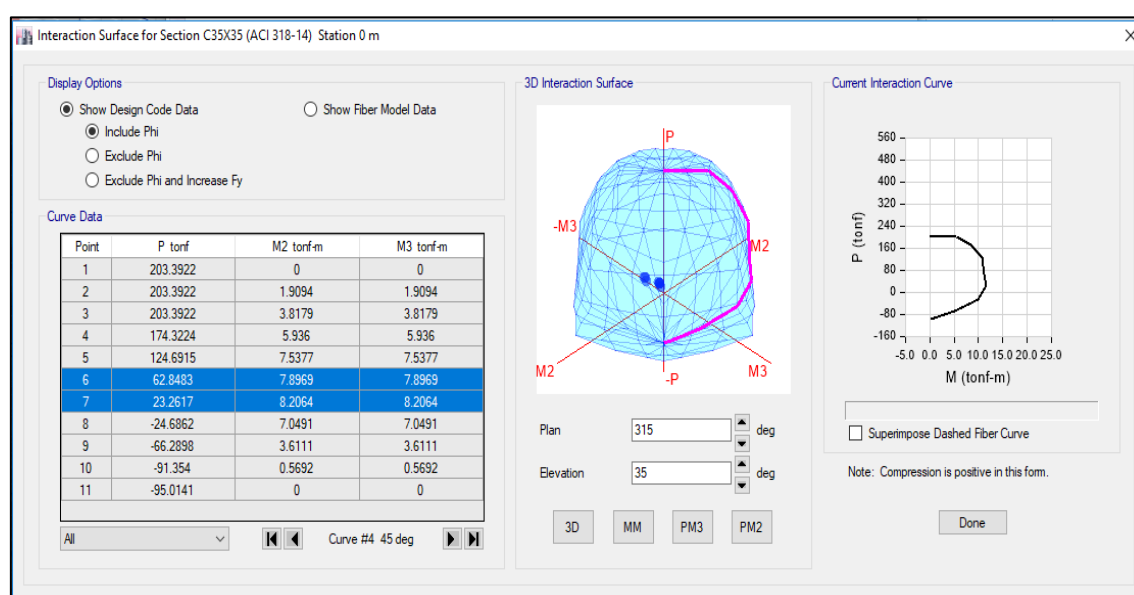


Ilustración 51: Diagrama de interacción de columna C1

Fuente: Etabs, (2016)

Escogemos los valores que se aproximen al P_u obtenido anteriormente para proceder a interpolar

Tabla 21: Valores de momentos y cortante del ETABS

PUNTOS	P_u (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
6	62.8483	7.8969	7.8969
7	23.2617	8.2064	8.2064

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Interpolamos para obtener los momentos en ambos ejes con un $P_u=29.0946$ Ton

Tabla 22: interpolación para la obtención del momento en ambos sentidos

PUNTOS	P_u	M2	M3
6	62.8483	7.8969	7.8969
	29.0946	8.16079663	8.16079663
7	23.2617	8.2064	8.2064
	39.5866	-0.3095	-0.3095
	5.8329	-0.04560337	-0.04560337

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Por último procedemos a comparar los valores que se obtuvo de la combinación envolvente con los valores del diagrama de interacción.

Tabla 23: Comprobación de respuestas de momentos (columna C1)

P_u	Momento de diagrama de interaccion		Momento calculado ETABS		COMPROBACION	
	M2	M3	M22	M33	M.interac > M.calc	
29.0946	8.16079663	8.16079663	1.6964	1.8383	CUMPLE	CUMPLE

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Vemos que los valores de momento del diagrama de interacción son mayores que los momentos obtenidos de la Envolvente.

La diferencia de entre estos valores nos indica que no se excedió tanto en la distribución de acero, caso contrario se debería disminuir la sección de columnas o disminuir la cantidad de acero.

- Para una columna lateral (columna C3)

Obtenemos los valores de momento en el eje X y Y y esfuerzo último. Estos valores fueron tomados de la combinación envolvente.

$$M_{33} = 1.7291 \text{ ton} - m$$

$$M_{22} = 1.7688 \text{ ton} - m$$

$$P_u = 42.3598 \text{ ton}$$

Determinamos el angulo de la siguiente manera

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{M_{22}}{M_{33}}\right)$$

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{1.7688}{1.7291}\right)$$

$$\alpha = 45.65^\circ \approx 45^\circ$$

Luego procedemos a revisar en el programa ETABS el diagrama de interacción de la columna que se esta analizando y revisamos los valores con un angulo de 45° .

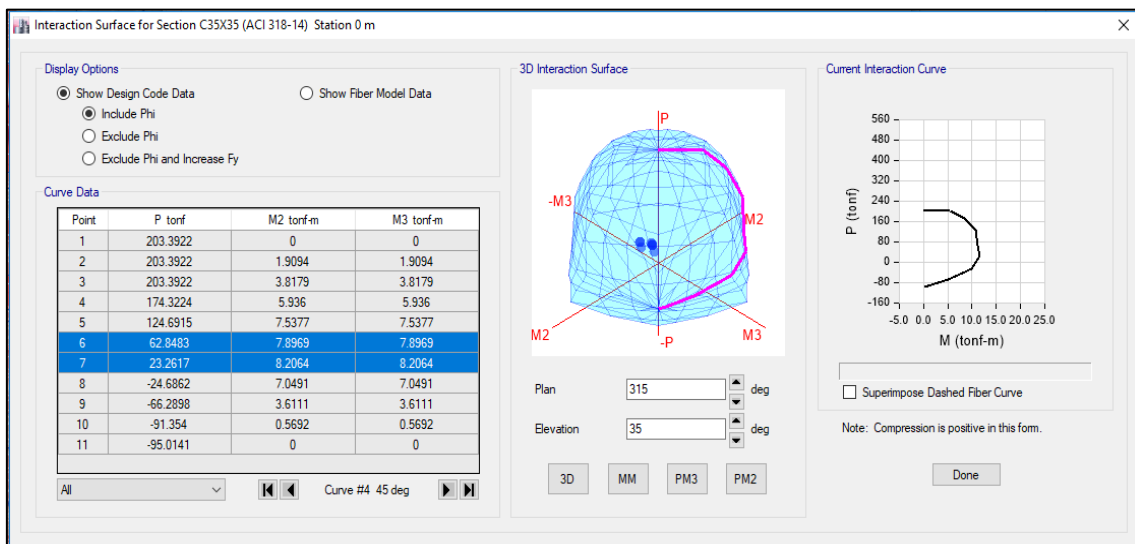


Ilustración 52: Diagrama de interacción de columna C3

Fuente: Etabs, (2016)

Escogemos los valores que se aproximen al P_u obtenido anteriormente para proceder a interpolar.

Tabla 24: Valores de momentos y cortante del ETABS

PUNTOS	Pu (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
6	62.8483	7.8969	7.8969
7	23.2617	8.2064	8.2064

Fuente: Etabs, (2016)

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Interpolamos para obtener los momentos en ambos ejes con un $P_u=42.3598$ Ton

Tabla 25: interpolación para la obtención del momento en ambos sentidos

PUNTOS	Pu	M2	M3
6	62.8483	7.8969	7.8969
	42.3598	8.05708528	8.05708528
7	23.2617	8.2064	8.2064
	39.5866	-0.3095	-0.3095
	19.0981	-0.14931472	-0.14931472

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Por último procedemos a comparar los valores que se obtuvo de la combinación envolvente con los valores del diagrama de interacción.

Tabla 26: Comprobación de respuestas de momentos (columna C3)

Pu	Momento de diagrama de interaccion		Momento calculado ETABS		COMPROBACION	
	M2	M3	M22	M33	M.interac > M.calc	
42.3598	8.05708528	8.05708528	1.7688	1.7291	CUMPLE	CUMPLE

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Vemos que los valores de momento del diagrama de interacción son mayores que los momentos obtenidos de la Envolvente.

La diferencia de entre estos valores nos indica que no se excedió tanto en la distribución de acero, caso contrario se debería disminuir la sección de columnas o disminuir la cantidad de acero.

- Para una columna interior (columna C6)

Obtenemos los valores de momento en el eje X y Y y esfuerzo último. Estos valores fueron tomados de la combinación envolvente.

$$M_{33} = 1.6794 \text{ ton} - m$$

$$M_{22} = 1.6608 \text{ ton} - m$$

$$P_u = 57.5579 \text{ ton}$$

Determinamos el angulo de la siguiente manera

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{M_{22}}{M_{33}}\right)$$

$$\alpha = \text{Arctan}\left(\frac{1.6608}{1.6794}\right)$$

$$\alpha = 44.68^\circ \approx 45^\circ$$

Luego procedemos a revisar en el programa ETABS el diagrama de interacción de la columna que se esta analizando y revisamos los valores con un angulo de 45° .

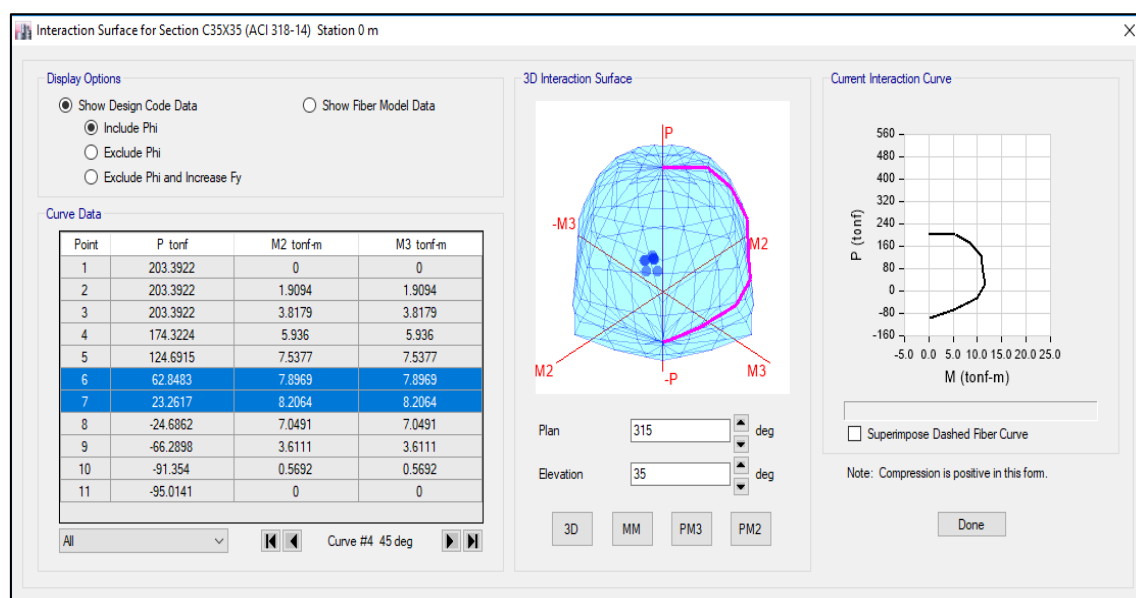


Ilustración 53: Diagrama de interacción de columna C6

Fuente: Etabs, (2016)

Escogemos los valores que se aproximen al P_u obtenido anteriormente para proceder a interpolar

Tabla 27: Valores de momentos y cortante del ETABS

PUNTOS	P_u (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
6	62.8483	7.8969	7.8969
7	23.2617	8.2064	8.2064

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Interpolamos para obtener los momentos en ambos ejes con un $P_u=575579$ Ton

Tabla 28: Comprobación de respuestas de momentos (columna C3)

PUNTOS	Pu	M2	M3
6	62.8483	7.8969	7.8969
	57.5579	7.93826195	7.93826195
7	23.2617	8.2064	8.2064
	39.5866	-0.3095	-0.3095
	34.2962	-0.26813805	-0.26813805

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Por último procedemos a comparar los valores que se obtuvo de la combinación envolvente con los valores del diagrama de interacción.

Tabla 29: Comprobación de respuestas de momentos (columna C6)

Pu	Momento de diagrama de interaccion		Momento calculado ETABS		COMPROBACION	
	M2	M3	M22	M33	M.interac > M.calc	
57.5579	7.93826195	7.93826195	1.6608	1.6794	CUMPLE	CUMPLE

Elaboración: Alan Cali, Alberto Peralta

Vemos que los valores de momento del diagrama de interacción son mayores que los momentos obtenidos de la Envolvente.

La diferencia de entre estos valores nos indica que no se excedió tanto en la distribución de acero, caso contrario se debería disminuir la sección de columnas o disminuir la cantidad de acero.

4.1.9. Revisión de criterio de columna fuerte-viga débil

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 * \Sigma M_{viga}$$

- Para columna esquinera, sentido X

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\phi M_{n1} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_{n2} = 532405.28 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 532405.28) \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{viga} = 1375068.74 \text{ kgf} - \text{cm} \equiv 13.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 15.80 Ton - m$$

$$\Sigma M_{col} = 31.60 Ton - m$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1.20 * \Sigma M_{viga}$$

$$31.60 Ton - m \geq 1.20 * 13.75 Ton - m$$

$$31.60 Ton - m \geq 16.50 Ton - m \rightarrow Cumple$$

- Para columna esquinera, sentido Y

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\emptyset M_{n1} = 842663.46 kgf - cm$$

$$\emptyset M_{n2} = 605453.31 kgf - cm$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 605453.31) kgf - cm$$

$$\Sigma M_{viga} = 1448116.77 kgf - cm \equiv 14.48 Ton - m$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 15.80 Ton - m$$

$$\Sigma M_{col} = 31.60 Ton - m$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1.20 * \Sigma M_{viga}$$

$$31.60 Ton - m \geq 1.20 * 14.48 Ton - m$$

$$31.60 Ton - m \geq 17.38 Ton - m \rightarrow Cumple$$

- Para columna lateral, sentido X

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\emptyset M_{n1} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\emptyset M_{n2} = 532405.28 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 532405.28) \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{viga} = 1375068.74 \text{ kgf} - \text{cm} \equiv 13.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

Al nudo concurren dos vigas de iguales características de diseño por lo tanto multiplicamos por 2 el valor anterior.

$$\Sigma M_{viga} = 13.75 \times 2 = 27.50 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 16.85 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\Sigma M_{col} = 33.70 \text{ Ton} - \text{m}$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1.20 * \Sigma M_{viga}$$

$$32.8 \text{ Ton} - \text{m} \geq 1.20 * 27.50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$33.70 \text{ Ton} - \text{m} \geq 33 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Para columna lateral, sentido Y

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\emptyset M_{n1} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\emptyset M_{n2} = 605453.31 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 605453.31) \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{viga} = 1448116.77 \text{ kgf} - \text{cm} \equiv 14.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 16.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\Sigma M_{col} = 33.80 \text{ Ton} - \text{m}$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1.20 * \Sigma M_{viga}$$

$$33.80 \text{ Ton} - \text{m} \geq 1.20 * 14.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$33.80 \text{ Ton} - \text{m} \geq 17.38 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Para columna central, sentido X

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\emptyset M_{n1} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\emptyset M_{n2} = 532405.28 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 532405.28) \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{viga} = 1375068.74 \text{ kgf} - \text{cm} \equiv 13.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

Al nudo concurren dos vigas de iguales características de diseño por lo tanto multiplicamos por 2 el valor anterior.

$$\Sigma M_{viga} = 13.75 * 2 = 27.50 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 17.60 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\Sigma M_{col} = 35.20 \text{ Ton} - \text{m}$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 * \Sigma M_{viga}$$

$$35.20 \text{ Ton} - m \geq 1.20 * 27.50 \text{ Ton} - m$$

$$35.20 \text{ Ton} - m \geq 33 \text{ Ton} - m \rightarrow \text{Cumple}$$

- Para columna central, sentido Y

Los momentos en las vigas fueron obtenidos anteriormente

$$\emptyset M_{n1} = 842663.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\emptyset M_{n2} = 605453.31 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Sumatoria de momentos en vigas

$$\Sigma M_{viga} = (842663.46 + 605453.31) \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{viga} = 1448116.77 \text{ kgf} - \text{cm} \equiv 14.48 \text{ Ton} - m$$

Al nudo concurren dos vigas de iguales características de diseño por lo tanto multiplicamos por 2 el valor anterior.

$$\Sigma M_{viga} = 14.48 \times 2 = 28.96 \text{ Ton} - m$$

Momento de la columna

El momento de la columna fue obtenida anteriormente y tiene la misma sección de columna arriba y abajo.

$$\Sigma M_{col} = 2 * 17.55 \text{ Ton} - m$$

$$\Sigma M_{col} = 35.10 \text{ Ton} - m$$

Verificación

$$\Sigma M_{col} \geq 1,20 * \Sigma M_{viga}$$

$$35.10 \text{ Ton} - m \geq 1.20 * 28.96 \text{ Ton} - m$$

$$35.10 \text{ Ton} - m \geq 34.75 \text{ Ton} - m \rightarrow \text{Cumple}$$

4.1.10. Revisión de criterio de columna fuerte-viga débil (ETABS).

Realizaremos este análisis al nodo que conectan 1 viga en sentido X y una viga en sentido Y, y llegan a la columna lateral (C1).

Datos de viga

Tabla 30: Datos de vigas que llegan a la columna C1 (ambos sentidos)

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Long. Libre cm	As Top-Left cm2	As. Top Right cm2	As. Bot-Left cm2	As. Bot-Right cm2
Beam 1-X	25	30	3	27	280	4200	368	6.16	6.16	4.62	4.62
Beam 2-Y	25	30	3	27	280	4200	254.5	6.16	6.16	4.02	4.02

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos de columna

Tabla 31: Datos de columna C1

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Altura cm	Ag cm2	As cm2	% As/Ag
Column Above	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%
Column Below	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos generales de la viga en sentido X

Tabla 32: Propiedades de la viga 1

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm2
fy	4200	Kgf/cm2
Ln (Libre)	368	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 33: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm2	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 34: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm2	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.29
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 35: Resumen de capacidad de momentos (viga 1)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm2	As (Top) cm2	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.4476	785.2912941
Right	4.62	6.16	605.4476	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.448	785.291
Right	4.62	6.16	605.448	785.291

Ilustración 54: Capacidad de momento de vigas de eje X**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 36: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	3.78
Mpos (Right)	605.4476029	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 37: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	605.4476029	3.78
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V _{u2} tonf	Factored M _{u3} tonf-cm	Design V _{u2} tonf	Capacity V _p tonf	Gravity V _g tonf
2.7441	-190.635	5.8379	3.7792	2.0587

Ilustración 55: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C1

Fuente: Etabs, (2016)

- Ahora diseñamos por corte

Tabla 38: Resultados de la viga 1

Descripcion	Valor	Unidad
Vp1	3.78	Tonf
Vp2	3.78	Tonf
Vp(maximo)	3.78	Tonf
Vg(analisis)	2.0587	Tonf
Ve	5.84	Tonf
Vu(analisis)	2.7441	Tonf
Vu	5.84	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	7.78	Tonf
Av/s	0.0686	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.257	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo Ø3/8" @7.5cm

El valor obtenido de $A_v/s = 0.0686 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0686 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.009	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0686	0	5.8379	5.8379

Ilustración 56: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Datos generales de la viga en sentido Y

Tabla 39: Propiedades de la viga 2

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	254.5	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 40: Capacidad de momento de la viga 2 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.02	3.55	532.4046618

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 41: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.02	3.55	532.4046618

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 42: Resumen de capacidad de momentos (viga 2)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm ²	As (Top) cm ²	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.4047	785.2912941
Right	4.02	6.16	532.4047	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Cali, Alan; Peralta, Alberto

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.405	785.291
Right	4.02	6.16	532.405	785.291

Ilustración 57: Capacidad de momentos obtenidos en viga de eje Y**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 43: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	5.18
Mpos (Right)	532.40	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 44: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	532.40	5.18
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
1.7271	-146.355	5.9176	5.1776	0.74

Ilustración 58: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C1

Fuente: Etabs, (2016)

Diseñamos por corte

Tabla 45: Resultados de la viga 2

Descripción	Valor	Unidad
Vp1	5.18	Tonf
Vp2	5.18	Tonf
Vp(maximo)	5.18	Tonf
Vg(analisis)	0.74	Tonf
Ve	5.92	Tonf
Vu(analisis)	1.7271	Tonf
Vu	5.92	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	7.89	Tonf
Av/s	0.0696	cm ² /cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.261	cm ² /cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo Ø3/8" @7.5cm

El valor obtenido de $Av/s = 0.0696 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0696 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.009	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0696	0	5.9176	5.9176

Ilustración 59: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Entonces revisamos que cumpla la condición columna fuerte viga débil, a través de la sumatoria de los momentos máximos probables que ocurren en las caras del nudo.

Entonces tenemos las siguientes dimensiones de la viga en las juntas.

Tabla 46: Área de acero de viga 1

Descripción	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	f _y kgf/cm ²	As. Bot-Right cm ²	As. Top Right cm ²
Beam 1-X	25	30	3	27	280	4200	4.62	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 47: Área de acero de viga 2

Descripción	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	f _y kgf/cm ²	As. Bot-Left cm ²	As Top-Left cm ²
Beam 2-Y	25	30	3	27	280	4200	4.02	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Revisamos que en el programa nos muestre las mismas dimensiones.

Dimensions of the Beams At the Joint							
	Beam Section	Concrete f'c tonf/cm ²	Rebar f _y tonf/cm ²	Width b cm	Depth h cm	Rebar A _s (Top) cm ²	Rebar A _s (Bot) cm ²
Beam 1	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6
Beam 2	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4

Ilustración 60: Características de vigas que llegan al nudo de columna C1

Fuente: Etabs, (2016)

Capacidades en las vigas

Tabla 48: Capacidad viga 1

Descripción	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 1 -X	3.26	4.35	492.27	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 49: Capacidad viga 2

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 2 -Y	2.84	4.35	431.91	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\Phi_{(capacity)}$ = 1.0)						
	Capacity +veM tonf-cm	Capacity -veM tonf-cm	Tension for +veM tonf	Tension for -veM tonf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	605.448	785.291	24.255	32.34	1	0
Beam 2	532.405	785.291	21.105	32.34	0	1

Ilustración 61: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C1

Fuente: Etabs, (2016)

Dimensiones de la columna en el nudo

Descripcion	Ancho (cm)	Alto (cm)	As (cm2)	%
Column Above	35	35	25.12	2.051%
Column Below	35	35	25.12	2.051%

Revisamos las dimensiones de las columna en el programa.

Dimensions of the Columns Connected to the Joint							
	Column Section	Steel Area cm ²	SteelArea Percent %	Column Length cm	Width ₃₃ (b) /Dia (D) cm	Width ₂₂ (h) cm	Rotation Degree
Above	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	0
Below	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	0

Ilustración 62: Dimensiones de columnas conectadas al nudo

Fuente: Etabs, (2016)

Obtenemos los momentos de la columna.

Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1, $\Phi=1$)						
	AxialForce (Major)Pu tonf	Capacity +veMmajor tonf-cm	Capacity -veMmajor tonf-cm	AxialForce (Minor)Pu tonf	Capacity +veMminor tonf-cm	Capacity -veMminor tonf-cm
Column Above	-8.2191	1443.568	1443.568	-8.2191	1443.568	1443.568
Column Below	-10.2742	1465.518	1465.518	-10.2742	1465.518	1465.518

Ilustración 63: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C1

Fuente: Etabs 2016

Tenemos la sumatoria de vigas y columnas.

Debido a que es una columna esquinera analizamos en ambos sentidos.

- En el sentido X

Tabla 50: Sumatoria de momentos de viga 1 y columna C1

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	492.27	2909.086
Antihorario	642.30	2909.086

Elaboración: Hoja de Excel del Ing. Reynaldo Robalino

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	492.268	2909.086	431.913	2909.086
CounterClockwise	642.295	2909.086	642.295	2909.086

Ilustración 64: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo C1, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 51: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam/Col	Col/Beam
Clockwise	0.203	5.910
Counter-Clockwise	0.265	4.529

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.265	0.265	4.529	4.529
CounterClockwise	0.203	0.178	5.91	6.735

Ilustración 65: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

- En el sentido Y

Tabla 52: Sumatoria de momentos de viga 2 y columna C1

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	431.91	2909.086
Antihorario	642.30	2909.086

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	492.268	2909.086	431.913	2909.086
CounterClockwise	642.295	2909.086	642.295	2909.086

Ilustración 66: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo C1, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 53: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam/Col	Col/Beam
Clockwise	0.178	6.735
Counter-Clockwise	0.265	4.529

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.265	0.265	4.529	4.529
CounterClockwise	0.203	0.178	5.91	6.735

Ilustración 67: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Realizaremos este análisis al nodo que conectan 2 vigas en sentido X y una viga en sentido Y, y llegan a la columna lateral (C3).

Primero analizaremos las dos vigas que llegan al nodo.

En el sentido X

Datos de viga

Tabla 54: Datos de vigas que llegan a la columna C3 (eje X)

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Long. Libre cm	As Top-Left cm2	As. Top Right cm2	As. Bot-Left cm2	As. Bot-Right cm2
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	368	6.16	6.16	4.62	4.62
Beam 2	25	30	3	27	280	4200	349.5	6.16	6.16	4.62	4.62

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos de columna

Tabla 55: Datos de columna C3

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Altura cm	Ag cm2	As cm2	% As/Ag
Column Above	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%
Column Below	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos generales de la viga 1

Tabla 56: Propiedades de la viga 1 (eje X)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm2
fy	4200	Kgf/cm2
Ln (Libre)	368	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 57: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As cm2	a cm	Cap. Mom. Left Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 58: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm2	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.29
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 59: Resumen de capacidad de momentos (viga 1)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm2	As (Top) cm2	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.4476	785.2912941
Right	4.62	6.16	605.4476	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.448	785.291
Right	4.62	6.16	605.448	785.291

Ilustración 68: Capacidad de momento de vigas de eje X**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 60: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	3.78
Mpos (Right)	605.4476029	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 61: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)

Descripción	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	605.4476029	3.78
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V _{u2} tonf	Factored M _{u3} tonf-cm	Design V _{u2} tonf	Capacity V _p tonf	Gravity V _g tonf
2.7441	-190.635	5.8379	3.7792	2.0587

Ilustración 69: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3**Fuente:** Etabs, (2016)

Ahora diseñamos por corte

Tabla 62: Resultados de la viga 1

Vp1	3.78	Tonf
Vp2	3.78	Tonf
Vp(maximo)	3.78	Tonf
Vg(analisis)	2.0587	Tonf
Ve	5.84	Tonf
Vu(analisis)	2.7441	Tonf
Vu	5.84	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	7.78	Tonf
Av/s	0.0686	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.257	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo Ø3/8" @7.5cm

El valor obtenido de $A_v/s = 0.0686 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0686 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.009	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0686	0	5.8379	5.8379

Ilustración 70: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Datos generales de la viga 2

Tabla 63: Propiedades de la viga 3 (eje X)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	254.5	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 64: Capacidad de momento de la viga 3 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.62	4.08	605.4476029

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 65: Capacidad de momento de la viga 3 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.62	4.08	605.4476029

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 66: Resumen de capacidad de momentos (viga 3)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm ²	As (Top) cm ²	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.4476	785.2912941
Right	4.62	6.16	605.4476	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Cali, Alan; Peralta, Alberto

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.448	785.291
Right	4.62	6.16	605.448	785.291

Ilustración 71: Capacidad de momentos obtenidos en viga de eje X**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 67: Corte por capacidad Vp1 (viga 3)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	3.98
Mpos (Right)	605.45	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 68: Corte por capacidad Vp2 (viga 3)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	605.45	3.98
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
2.5858	-154.352	5.759	3.9792	1.7798

Ilustración 72: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3
Fuente: Etabs, (2016)

Ahora diseñamos por corte

Tabla 69: Resultados de la viga 3

Descripcion	Valor	Unidad
Vp1	3.98	Tonf
Vp2	3.98	Tonf
Vp(maximo)	3.98	Tonf
Vg(analisis)	1.7798	Tonf
Ve	5.76	Tonf
Vu(analisis)	2.5858	Tonf
Vu	5.76	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	7.68	Tonf
Av/s	0.0677	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.254	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo $\varnothing 3/8"$ @7.5cm

El valor obtenido de $Av/s = 0.0677 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0677 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.009	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0677	0	5.759	5.759

Ilustración 73: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X
Fuente: Etabs, (2016)

Entonces revisamos que cumpla la condición columna fuerte viga débil, a través de la sumatoria de los momentos máximos probables que ocurren en las caras del nudo.

Tenemos las siguientes dimensiones de la viga en las juntas.

Tabla 70: Área de acero de viga 1

Descripción	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	f _y kgf/cm ²	As. Bot-Right cm ²	As. Top Right cm ²
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	4.62	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 71: Área de acero de viga 3

Descripción	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	f _y kgf/cm ²	As. Bot-Left cm ²	As Top-Left cm ²
Beam 3	25	30	3	27	280	4200	4.62	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Revisamos que en el programa nos muestre las mismas dimensiones.

Dimensions of the Beams At the Joint							
	Beam Section	Concrete f'c tonf/cm ²	Rebar f _y tonf/cm ²	Width b cm	Depth h cm	Rebar A _s (Top) cm ²	Rebar A _s (Bot) cm ²
Beam 1	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6
Beam 2	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4
Beam 3	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6

Ilustración 74: Características de vigas que llegan al nudo de columna C3

Fuente: Etabs, (2016)

Capacidades en las vigas

Tabla 72: Capacidad viga 1

Descripción	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 1	3.26	4.35	492.27	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 73: Capacidad viga 3

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 3	3.26	4.35	492.27	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Vemos que las vigas 1 y 3 son las que están en el eje X y se unen al nodo de la columna C3. Y los resultados del programa que se ve en la Ilustración siguiente nos muestra los momentos con un factor 1.25, pero debería ser 1.

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\Phi_{(capacity)} = 1.0$)						
	Capacity +veM tonf-cm	Capacity -veM tonf-cm	Tension for +veM tonf	Tension for -veM tonf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	605.448	785.291	24.255	32.34	-1	0
Beam 2	532.405	785.291	21.105	32.34	0	1
Beam 3	605.448	785.291	24.255	32.34	1	0

Ilustración 75: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C3

Fuente: Etabs, (2016)

Dimensiones de la columna en el nudo

Descripcion	Ancho (cm)	Alto (cm)	As (cm2)	%
Column Above	35	35	25.12	2.051%
Column Below	35	35	25.12	2.051%

Revisamos las dimensiones de las columna en el programa.

Dimensions of the Columns Connected to the Joint							
	Column Section	Steel Area cm ²	SteelArea Percent %	Column Length cm	Width ₃₃ (b) /Dia (D) cm	Width ₂₂ (h) cm	Rotation Degree
Above	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	0
Below	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	0

Ilustración 76: Dimensiones de columnas conectadas al nudo

Fuente: Etabs, (2016)

Obtenemos los momentos de la columna del programa.

Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1, $\Phi=1$)						
	AxialForce (Major)Pu tonf	Capacity +veMmajor tonf-cm	Capacity -veMmajor tonf-cm	AxialForce (Minor)Pu tonf	Capacity +veMminor tonf-cm	Capacity -veMminor tonf-cm
Column Above	-17.9963	1547.998	1547.998	-17.9963	1547.998	1547.998
Column Below	-22.897	1600.343	1600.343	-22.897	1600.343	1600.343

Ilustración 77: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C3

Fuente: Etabs, (2016)

Tenemos la sumatoria de momentos en vigas y columnas.

En el sentido X

Tabla 74: Sumatoria de momentos de vigas 1,3 y columna C3

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	1134.56	3148.341
Antihorario	1134.56	3148.341

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	1134.563	3148.341	431.913	3148.341
CounterClockwise	1134.563	3148.341	642.295	3148.341

Ilustración 78: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C3, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 75: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam /Col	Col/Beam
Clockwise	0.432	2.775
Counter-Clockwise	0.432	2.775

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.432	0.245	2.775	4.902
CounterClockwise	0.432	0.165	2.775	7.289

Ilustración 79: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

En el sentido Y

Analizamos la viga que llega en el sentido Y hacia el nodo de la columna C3.

Propiedades de la viga

Tabla 76: Datos de vigas que llegan a la columna C3 (eje Y)

Descripción	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	f _y kgf/cm ²	Long. Libre cm	As Top-Left cm ²	As Top Right cm ²	As. Bot-Left cm ²	As. Bot-Right cm ²
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	254.5	6.16	6.16	4.02	4.02

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos generales de la viga 2 en sentido Y

Tabla 77: Propiedades de la viga 2 (eje Y)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
f _y	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	254.5	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 78: Capacidad de momento de la viga 2 (izquierda)

Descripción	Ubicación	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.02	3.55	532.40

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 79: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)

Descripción	Ubicación	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.29
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.02	3.55	532.40

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 80: Resumen de capacidad de momentos (viga 2)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm2	As (Top) cm2	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.4047	785.2912941
Right	4.02	6.16	532.4047	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.405	785.291
Right	4.02	6.16	532.405	785.291

Ilustración 80: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 81: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	5.18
Mpos (Right)	532.4046618	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 82: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	532.4046618	5.18
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
2.3614	-172.657	6.5314	5.1776	1.3538

Ilustración 81: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C3
Fuente: Etabs, (2016)

Diseño por corte

Tabla 83: Resultados de la viga 2

Descripción	Valor	Unidad
Vp1	5.18	Tonf
Vp2	5.18	Tonf
Vp(maximo)	5.18	Tonf
Vg(analisis)	1.3538	Tonf
Ve	6.53	Tonf
Vu(analisis)	2.3614	Tonf
Vu	6.53	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	8.71	Tonf
Av/s	0.0768	cm ² /cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.288	cm ² /cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo $\emptyset 3/8"$ @7.5cm

El valor obtenido de $Av/s = 0.0768 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0768 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.01	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0768	0	6.5314	6.5314

Ilustración 82: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y
Fuente: Etabs, (2016)

Obtenemos los momentos de la columna del programa.

Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1, $\Phi=1$)						
	AxialForce (Major)Pu tonf	Capacity +veMmajor tonf-cm	Capacity -veMmajor tonf-cm	AxialForce (Minor)Pu tonf	Capacity +veMminor tonf-cm	Capacity -veMminor tonf-cm
Column Above	-17.9963	1547.998	1547.998	-17.9963	1547.998	1547.998
Column Below	-22.897	1600.343	1600.343	-22.897	1600.343	1600.343

Ilustración 83: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C3

Fuente: Etabs, (2016)

Tenemos la sumatoria de la viga y columna en el sentido Y

Tabla 84: Sumatoria de momentos de viga 2 y columna C3

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	642.30	3148.341
Antihorario	431.91	3148.341

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	1134.563	3148.341	431.913	3148.341
CounterClockwise	1134.563	3148.341	642.295	3148.341

Ilustración 84: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C3, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 85: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam /Col	Col/Beam
Clockwise	0.245	4.902
Counter-Clockwise	0.165	7.289

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.432	0.245	2.775	4.902
CounterClockwise	0.432	0.165	2.775	7.289

Ilustración 85: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Realizaremos este análisis al nodo que conectan 2 vigas en sentido X y 2 vigas en sentido Y, y llegan a la columna interior(C6).

Primero analizaremos las dos vigas que llegan al nodo.

En el sentido X

Datos de viga

Tabla 86: Datos de vigas que llegan a la columna C6 (eje X)

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Long. Libre cm	As Top-Left cm2	As. Top Right cm2	As. Bot-Left cm2	As. Bot-Right cm2
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	397	6.16	6.16	4.62	4.62
Beam 2	25	30	3	27	280	4200	250	6.16	6.16	4.62	4.62

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos de columna

Tabla 87: Datos de columna C6

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	Altura cm	Ag cm2	As cm2	% As/Ag
Column Above	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%
Column Below	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos generales de la viga 3

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	397	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 89: Capacidad de momento de la viga 3 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 90: Capacidad de momento de la viga 3 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.29
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.62	4.08	605.45

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 91: Resumen de capacidad de momentos (viga 3)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm ²	As (Top) cm ²	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.4476	785.2912941
Right	4.62	6.16	605.4476	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A_s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A_s (Top) cm ²	Capacity Moment M_{pos} tonf-cm	Capacity Moment M_{neg} tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.448	785.291
Right	4.62	6.16	605.448	785.291

Ilustración 86: Capacidad de momento de vigas de eje X
Fuente: Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 92: Corte por capacidad Vp1 (viga 3)

Descripción	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	3.50
Mpos (Right)	605.4476029	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 93: Corte por capacidad Vp2 (viga 3)

Descripción	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	605.4476029	3.50
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz
Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
5.2716	-392.542	8.4984	3.4812	5.0172

Ilustración 87: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C6
Fuente: Etabs, (2016)

Diseñamos por corte

Tabla 94: Resultados de la viga 3

Descripción	Valor	Unidad
Vp1	3.50	Tonf
Vp2	3.50	Tonf
Vp(maximo)	3.50	Tonf
Vg(analisis)	5.0172	Tonf
Ve	8.52	Tonf
Vu(analisis)	5.2716	Tonf
Vu	8.52	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	5.98630249	Tonf
Vs	5.37	Tonf
Av/s	0.0474	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.178	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo Ø3/8" @7.5cm

El valor obtenido de $Av/s = 0.0474 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0471 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V _c tonf/cm ²	Uppr.Limit V _{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV _c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV _{max} tonf/cm ²	RebarArea A _v /s cm ² /cm	Shear ΦV _c tonf	Shear ΦV _s tonf	Shear ΦV _n tonf
0.013	0.009	0.044	0.007	0.033	0.0471	4.4923	4.006	8.4984

Ilustración 88: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Datos generales de la viga 4

Tabla 95: Propiedades de la viga 4 (eje X)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	250	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 96: Capacidad de momento de la viga 4 (izquierda)

Descripción	Ubicación	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.62	4.08	605.4476029

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 97: Capacidad de momento de la viga 4 (derecha)

Descripción	Ubicación	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.62	4.08	605.4476029

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 98: Resumen de capacidad de momentos (viga 4)

Ubicación	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm ²	As (Top) cm ²	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.4476	785.2912941
Right	4.62	6.16	605.4476	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores los comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.62	6.16	605.448	785.291
Right	4.62	6.16	605.448	785.291

Ilustración 89: Capacidad de momentos obtenidos en viga de eje X**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 99: Corte por capacidad Vp1 (viga 4)

Descripción	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	5.56
Mpos (Right)	605.45	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 100: Corte por capacidad Vp2 (viga 4)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	605.45	5.56
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp que nos muestra en los resultados del programa.

Design Forces				
Factored V _{u2} tonf	Factored M _{u3} tonf-cm	Design V _{u2} tonf	Capacity V _p tonf	Gravity V _g tonf
3.4343	-193.877	8.2609	5.563	2.6979

Ilustración 90: Fuerzas de diseño producidas en el nudo de la columna C6**Fuente:** Etabs, (2016)

Ahora diseñamos por corte

Tabla 101: Resultados de la viga 4

Descripcion	Valor	Unidad
Vp1	5.56	Tonf
Vp2	5.56	Tonf
Vp(maximo)	5.56	Tonf
Vg(analisis)	2.6979	Tonf
Ve	8.26	Tonf
Vu(analisis)	3.4343	Tonf
Vu	8.26	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	11.01	Tonf
Av/s	0.0971	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.364	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo Ø3/8" @7.5cm

El valor obtenido de $A_v/s = 0.0971 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0971 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.012	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0971	0	8.2609	8.2609

Ilustración 91: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Entonces revisamos que cumpla la condición columna fuerte viga débil, a través de la sumatoria de los momentos máximos probables que ocurren en las caras del nudo.

Tenemos las siguientes dimensiones de la vigas en sentido X.

Tabla 102: Área de acero de viga 3

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	fy kgf/cm ²	As. Bot-Right cm ²	As. Top Right cm ²
Beam 3	25	30	3	27	280	4200	4.62	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 103: Área de acero de viga 4

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	fy kgf/cm ²	As. Bot-Left cm ²	As Top-Left cm ²
Beam 4	25	30	3	27	280	4200	4.62	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Revisamos que en el programa nos muestre las mismas dimensiones.

Dimensions of the Beams At the Joint							
	Beam Section	Concrete f'c tonf/cm ²	Rebar fy tonf/cm ²	Width b cm	Depth h cm	Rebar As (Top) cm ²	Rebar As (Bot) cm ²
Beam 1	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4
Beam 2	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4
Beam 3	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6
Beam 4	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6

Ilustración 92: Características de vigas que llegan al nudo de columna C6

Fuente: Etabs, (2016)

Capacidades en las vigas

Tabla 104: Capacidad viga 3

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 3	3.26	4.35	492.27	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 105: Capacidad viga 4

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 4	3.26	4.35	492.27	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\Phi_{(capacity)} = 1.0$)						
	Capacity +veM tonf-cm	Capacity -veM tonf-cm	Tension for +veM tonf	Tension for -veM tonf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	532.405	785.291	21.105	32.34	-1	0
Beam 2	532.405	785.291	21.105	32.34	1	0
Beam 3	605.448	785.291	24.255	32.34	0	1
Beam 4	605.448	785.291	24.255	32.34	0	-1

Ilustración 93: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C6

Fuente: Etabs, (2016)

Dimensiones de la columna en el nudo

Descripcion	Ancho (cm)	Alto (cm)	As (cm2)	%
Column Above	35	35	25.12	2.051%
Column Below	35	35	25.12	2.051%

Revisamos las dimensiones de las columna en el programa.

Dimensions of the Columns Connected to the Joint							
	Column Section	Steel Area cm ²	SteelArea Percent %	Column Length cm	Width ³³ (b) /Dia (D) cm	Width ²² (h) cm	Rotation Degree
Above	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	90
Below	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	90

Ilustración 94: Dimensiones de columnas conectadas al nudo

Fuente: Etabs, (2016)

Obtenemos los momentos de la columna del programa.

Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1, $\Phi=1$)						
	AxialForce (Major)Pu tonf	Capacity +veMmajor tonf-cm	Capacity -veMmajor tonf-cm	AxialForce (Minor)Pu tonf	Capacity +veMminor tonf-cm	Capacity -veMminor tonf-cm
Column Above	-36.9065	1709.665	1709.665	-36.9065	1709.665	1709.665
Column Below	-48.0679	1772.379	1772.379	-48.0679	1772.379	1772.379

Ilustración 95: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C6

Fuente: Etabs, (2016)

Tenemos la sumatoria de vigas y columnas en el sentido X

Tabla 106: Sumatoria de momentos de viga 3,4 y columna C3

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	1134.56	3482.044
Antihorario	1134.56	3482.044

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	1074.208	3482.044	1134.563	3482.044
CounterClockwise	1074.208	3482.044	1134.563	3482.044

Ilustración 96: Suma de momentos de columnas y vigas en el nudo de columna C6, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 107: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam /Col	Col/Beam
Clockwise	0.391	3.069
Counter-Clockwise	0.391	3.069

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.370	0.391	3.241	3.069
CounterClockwise	0.37	0.391	3.241	3.069

Ilustración 97: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido X

Fuente: Etabs, (2016)

Analizaremos las dos vigas que llegan al nodo en el sentido Y de la columna interior.

Datos de viga

Tabla 108: Datos de vigas que llegan a la columna C6 (eje Y)

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	fy kgf/cm ²	Long. Libre cm	As Top-Left cm ²	As Top Right cm ²	As Bot-Left cm ²	As Bot-Right cm ²
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	269.5	6.16	6.16	4.02	4.02
Beam 2	25	30	3	27	280	4200	248	6.16	6.16	4.02	4.02

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos de columna

Tabla 109: Datos de columna C6

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm ²	fy kgf/cm ²	Altura cm	Ag cm ²	As cm ²	% As/Ag
Column Above	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%
Column Below	35	35	4	31	280	4200	290	1225	25.12	2.051%

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Datos generales de la viga 1 en el eje Y

Tabla 95: Propiedades de la viga 1 (eje Y)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	269.5	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 110: Capacidad de momento de la viga 1 (izquierda)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm2	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.02	3.55	532.40

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 111: Capacidad de momento de la viga 1 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm2	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.29
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.02	3.55	532.40

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 112: Resumen de capacidad de momentos (viga 1)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm2	As (Top) cm2	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.4047	785.2912941
Right	4.02	6.16	532.4047	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.405	785.291
Right	4.02	6.16	532.405	785.291

Ilustración 98: Capacidad de momentos obetidos en viga de eje Y**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 113: Corte por capacidad Vp1 (viga 1)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	4.89
Mpos (Right)	532.4046618	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 114: Corte por capacidad Vp2 (viga 1)

Descripción	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	532.4046618	4.89
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
2.3407	-152.074	6.2184	4.8894	1.3289

Ilustración 99: Fuerzas Cortantes de viga de eje Y**Fuente:** Etabs, (2016)

Ahora diseñamos por corte

Tabla 115: Resultados de la viga 1

Descripción	Valor	Unidad
Vp1	4.89	Tonf
Vp2	4.89	Tonf
Vp(maximo)	4.89	Tonf
Vg(analisis)	1.3289	Tonf
Ve	6.22	Tonf
Vu(analisis)	2.3407	Tonf
Vu	6.22	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	8.29	Tonf
Av/s	0.0731	cm ² /cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.274	cm ² /cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo $\emptyset 3/8"$ @7.5cm

El valor obtenido de $A_v/s = 0.0731 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0731 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ΦV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ΦV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.009	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0731	0	6.2184	6.2184

Ilustración 100: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Datos generales de la viga 2

Tabla 116: Propiedades de la viga 2 (eje Y)

b	25	cm
h	30	cm
rec	3	cm
d	27	cm
F'c	280	Kgf/cm ²
fy	4200	Kgf/cm ²
Ln (Libre)	248	cm
Φ (Caso Sismico)	0.75	adm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (izquierda)

Tabla 117: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Left)	As Top-Left	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Left)	As. Bot-Left	4.02	3.55	532.4046618

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Capacidad de momento (derecha)

Tabla 118: Capacidad de momento de la viga 2 (derecha)

Descripcion	Ubicacion	As	a	Cap. Mom. Left
		cm ²	cm	Tonf.cm
Mneg (Right)	As Top-Right	6.16	5.44	785.2912941
Mpos (Right)	As. Bot-Right	4.02	3.55	532.4046618

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Resumen

Tabla 119: Resumen de capacidad de momentos (viga 2)

Ubicacion	Long. Rebar	Long. Rebar	Mpos	MNEG
	As (Bot) cm2	As (Top) cm2	tonf-cm	tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.4047	785.2912941
Right	4.02	6.16	532.4047	785.2912941

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Estos valores comparamos con los resultados que se obtiene del programa ETABS.

Capacity Moment				
	Long.Rebar A _s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A _s (Top) cm ²	Capacity Moment M _{pos} tonf-cm	Capacity Moment M _{neg} tonf-cm
Left	4.02	6.16	532.405	785.291
Right	4.02	6.16	532.405	785.291

Ilustración 101: Capacidad de momentos obtenidos en viga de eje Y**Fuente:** Etabs, (2016)

Corte por capacidad (Vp1)

Tabla 120: Corte por capacidad Vp1 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp1
	Tonf.cm	Tonf
Mneg (Left)	785.2912941	5.31
Mpos (Right)	532.40	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Corte por capacidad (Vp2)

Tabla 121: Corte por capacidad Vp2 (viga 2)

Descripcion	Sum.Cap.Mom.	Vp2
	Tonf.cm	Tonf
Mpos (Left)	532.40	5.31
Mneg (Right)	785.2912941	

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz**Modificado:** Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos los valores Vp1 y Vp2 obtenidos mediante un calculo previo con la capacidad del cortante Vp.

Design Forces				
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Design V_{u2} tonf	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
2.4031	-174.888	6.6074	5.3133	1.2941

Ilustración 102: Fuerzas Cortantes de viga de eje Y

Fuente: Etabs, (2016)

Ahora diseñamos por corte

Tabla 122: Resultados de la viga 2

Descripcion	Valor	Unidad
Vp1	5.31	Tonf
Vp2	5.31	Tonf
Vp(maximo)	5.31	Tonf
Vg(analisis)	1.2941	Tonf
Ve	6.61	Tonf
Vu(analisis)	2.4031	Tonf
Vu	6.61	Tonf
Pu	0	Tonf
Vc	0	Tonf
Vs	8.81	Tonf
Av/s	0.0777	cm2/cm
Ramas	2	adm
s	7.5	cm
As estribo	0.291	cm2/cm

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Utilizamos

1 Estribo $\phi 3/8"$ @7.5cm

El valor obtenido de $Av/s = 0.077 \text{ cm}^2/\text{cm}$ y el resultado que se obtiene del programa es de $0.0777 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (rebar área). Por lo tanto es correcto este análisis.

Shear Rebar Design								
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	Conc.Capacity ϕV_c tonf/cm ²	Uppr.Limit ϕV_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear ϕV_n tonf
0.01	0.009	0.035	0.007	0.027	0.0777	0	6.6074	6.6074

Ilustración 103: Diseño de acero para cortante de vigas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Entonces revisamos que cumpla la condición columna fuerte viga débil, a través de la sumatoria de los momentos máximos probables que ocurren en las caras del nudo.

Tenemos las siguientes dimensiones de la vigas en sentido Y.

Tabla 123: Área de acero de viga 1

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	As. Bot-Right cm2	As. Top Right cm2
Beam 1	25	30	3	27	280	4200	4.02	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 124: Área de acero de viga 2

Descripcion	Ancho cm	Alto cm	rec cm	d cm	f'c kgf/cm2	fy kgf/cm2	As. Bot-Left cm2	As Top-Left cm2cm2
Beam 2	25	30	3	27	280	4200	4.02	6.16

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Revisamos que en el programa nos muestre las mismas dimensiones.

Dimensions of the Beams At the Joint							
	Beam Section	Concrete f'c tonf/cm ²	Rebar fy tonf/cm ²	Width b cm	Depth h cm	Rebar As (Top) cm ²	Rebar As (Bot) cm ²
Beam 1	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4
Beam 2	V 25x30-Y	0.28	4.2	25	30	6.2	4
Beam 3	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6
Beam 4	V25X30-X	0.28	4.2	25	30	6.2	4.6

Ilustración 104: Características de vigas que llegan al nudo de columna C6

Fuente: Etabs, (2016)

Capacidades en las vigas

Tabla 125: Capacidad viga 1

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 1	2.84	4.35	431.91	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Tabla 126: Capacidad viga 2

Descripcion	a (cm)	a (cm)	Capacity (Tonf..cm)	
	(Bot-Right)	(Top-Right)	(+VeM)	(-VeM)
Beam 2	2.84	4.35	431.91	642.30

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\Phi_{(capacity)} = 1.0$)						
	Capacity +veM tonf-cm	Capacity -veM tonf-cm	Tension for +veM tonf	Tension for -veM tonf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	532.405	785.291	21.105	32.34	-1	0
Beam 2	532.405	785.291	21.105	32.34	1	0
Beam 3	605.448	785.291	24.255	32.34	0	1
Beam 4	605.448	785.291	24.255	32.34	0	-1

Ilustración 105: Capacidad de momentos de vigas conectadas al nudo C6

Fuente: Etabs, (2016)

Dimensiones de la columna en el nudo

Descripcion	Ancho (cm)	Alto (cm)	As (cm2)	%
Column Above	35	35	25.12	2.051%
Column Below	35	35	25.12	2.051%

Revisamos las dimensiones de las columna en el programa.

Dimensions of the Columns Connected to the Joint							
	Column Section	Steel Area cm ²	SteelArea Percent %	Column Length cm	Width ³³ (b) /Dia (D) cm	Width ²² (h) cm	Rotation Degree
Above	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	90
Below	C35X35	25.1	2.052	290	35	35	90

Ilustración 106: Dimensiones de columnas conectadas al nudo

Fuente: Etabs, (2016)

Obtenemos los momentos de la columna del programa.

Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1, $\Phi=1$)						
	AxialForce (Major)Pu tonf	Capacity +veMmajor tonf-cm	Capacity -veMmajor tonf-cm	AxialForce (Minor)Pu tonf	Capacity +veMminor tonf-cm	Capacity -veMminor tonf-cm
Column Above	-36.9065	1709.665	1709.665	-36.9065	1709.665	1709.665
Column Below	-48.0679	1772.379	1772.379	-48.0679	1772.379	1772.379

Ilustración 107: Capacidad de momentos respecto del eje de la columna C6

Fuente: Etabs, (2016)

Tenemos la sumatoria de vigas y columnas.

En el sentido Y

Tabla 127: Sumatoria de momentos de viga 3,4 y columna C3

Descripcion	Capacity (Tonf..cm)	
	Σ Mnb	Σ Mnc
	Mayor	Mayor
Horario	1074.21	3482.044
Antihorario	1074.21	3482.044

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con los valores obtenidos del programa

Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below				
	SumBeamCap Major tonf-cm	SumColCap Major tonf-cm	SumBeamCap Minor tonf-cm	SumColCap Minor tonf-cm
Clockwise	1074.208	3482.044	1134.563	3482.044
CounterClockwise	1074.208	3482.044	1134.563	3482.044

Ilustración 108: Suma de momentos de columna y vigas en el nudo de columna C6, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

Realizamos el calculo de columna fuerte viga débil

Tabla 128: Resultados de columna fuerte - viga débil

Descripcion	(6/5)Beam /Col	Col/Beam
Clockwise	0.370	3.241
Counter-Clockwise	0.370	3.241

Elaboración: Hoja de Excel, Ing. Raúl Robalino Díaz

Modificado: Alan Cali, Alberto Peralta

Comparamos con la respuesta del programa

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.370	0.391	3.241	3.069
CounterClockwise	0.37	0.391	3.241	3.069

Ilustración 109: Relaciones de capacidad entre vigas y columnas, sentido Y

Fuente: Etabs, (2016)

4.1.11. Chequeo de columna fuerte-viga débil (ETABS)

Para la columna C1 (columna esquinera Eje A1)

Revision por metodo de 6/5 de capacidad de viga/capacidad de columna, resultados obtenidos del programa ETABS 2016.

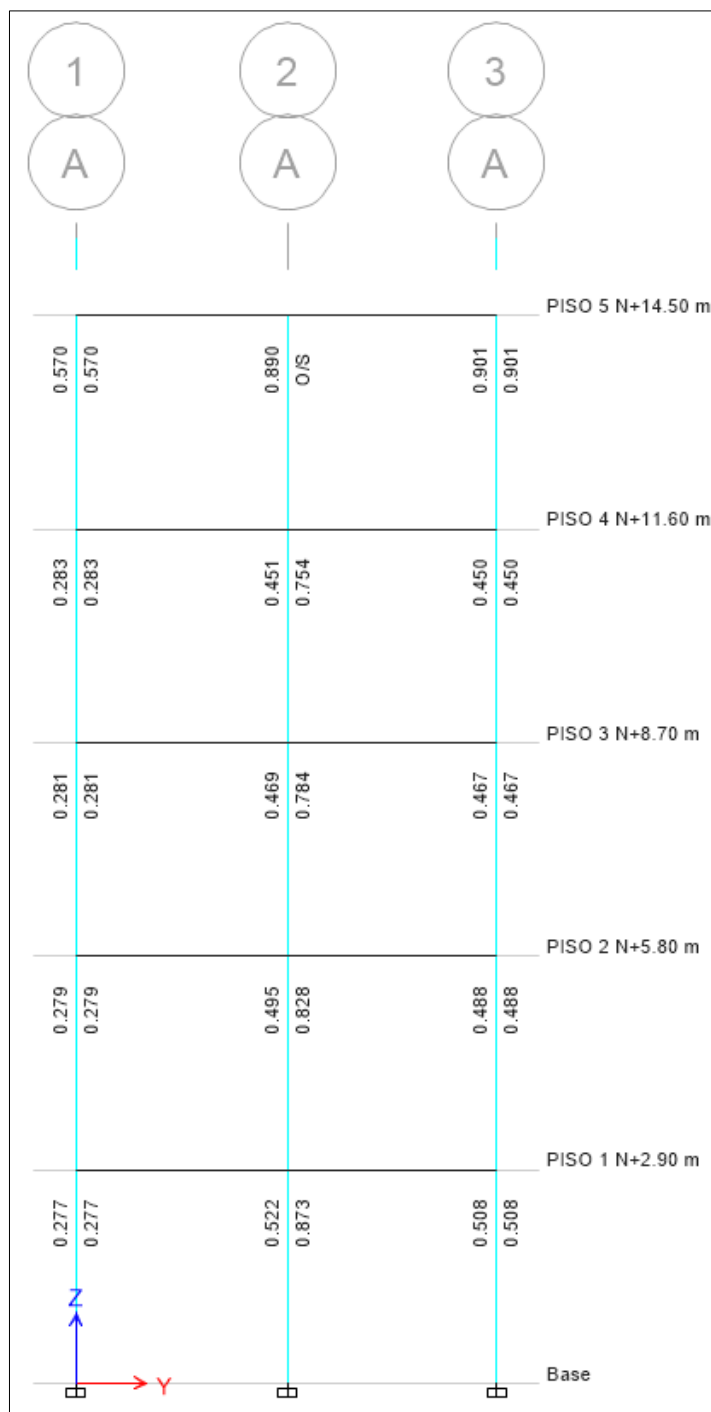


Ilustración 110: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico A

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{1,2 \text{ capacidad de viga}}{\text{capacidad de columna}} = 0,277$$

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} = \frac{1,2}{0,277} = 4.336 > 1,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobacion de valor obtenido anteriormente, por metodo de capacidad de columna/capacidad de viga (ETABS).

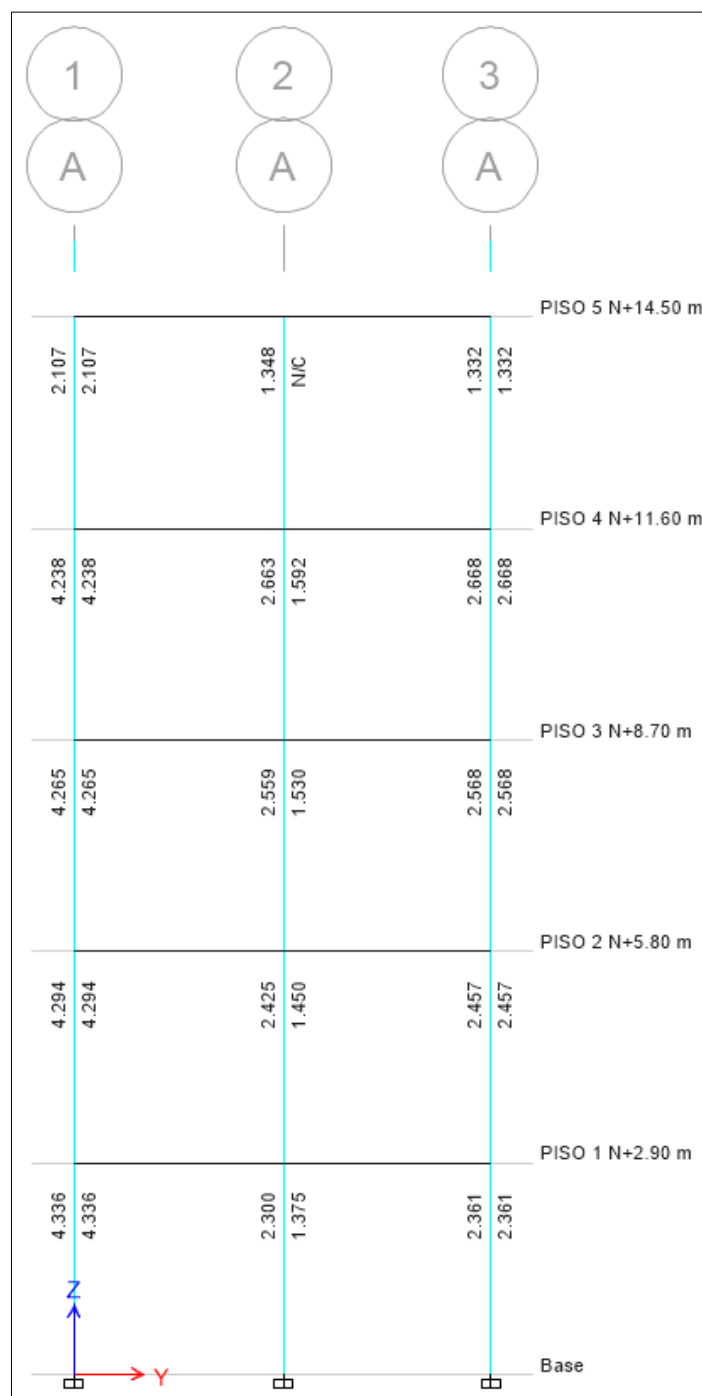


Ilustración 111: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico A

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} \geq 1,20$$

$$4.336 \geq 1,20$$

$$\frac{1,20}{4.336} \leq 1$$

$$0,277 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Para la columna C3 (columna lateral de eje B1)

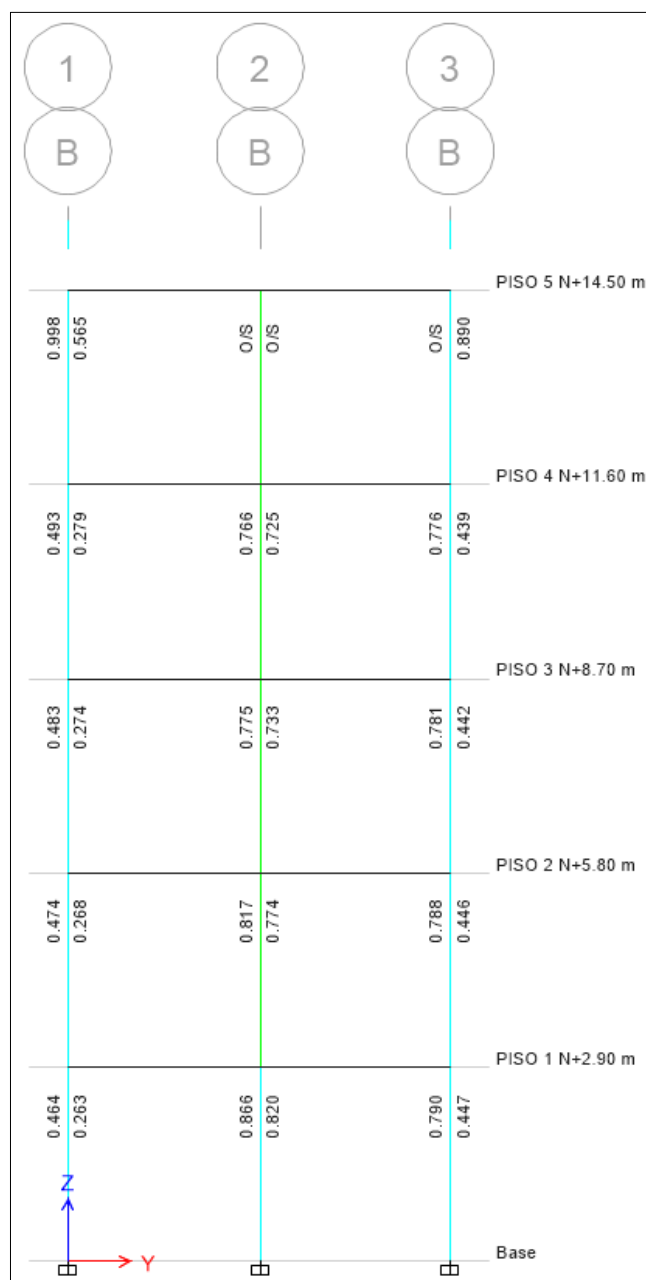


Ilustración 112: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico B

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{1,2 \text{ capacidad de viga}}{\text{capacidad de columna}} = 0,263$$

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} = \frac{1,2}{0,263}$$

$$4.568 > 1,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobacion de valor obtenido anteriormente, por metodo de capacidad de columna/capacidad de viga (ETABS)

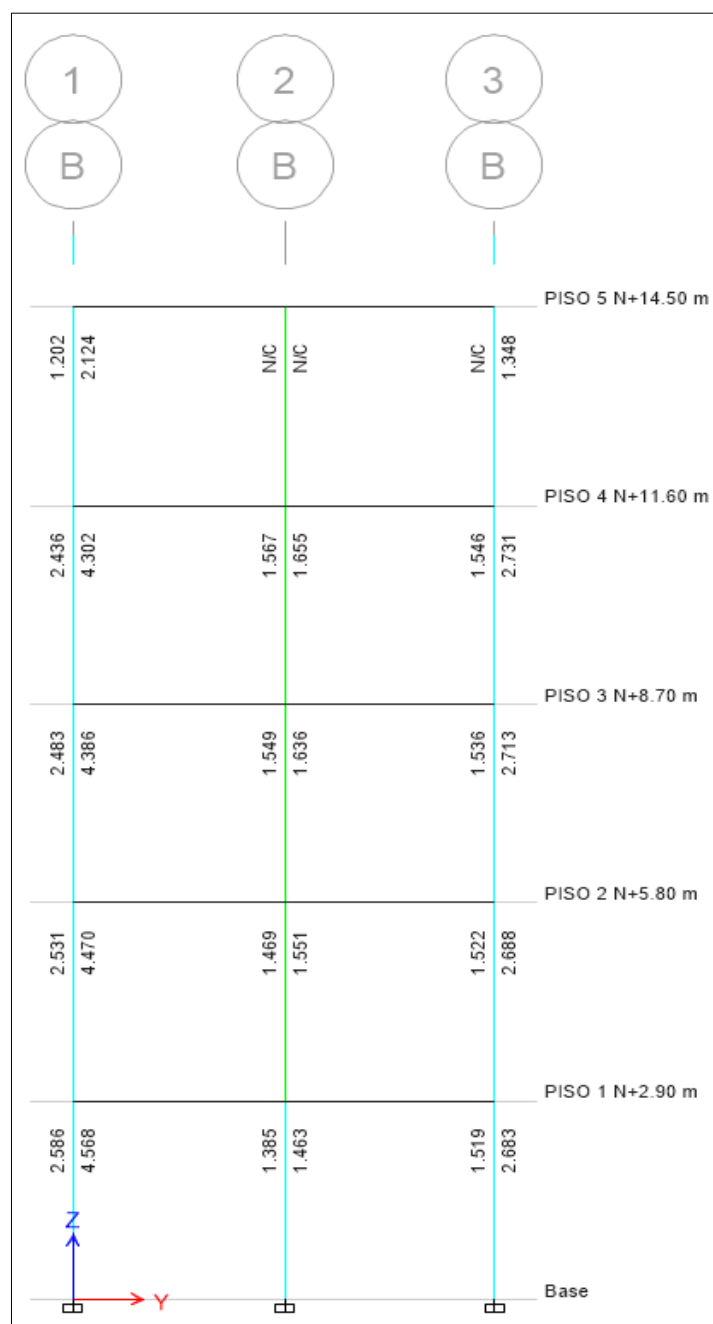


Ilustración 113: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico 1

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} \geq 1,20$$

$$4.568 \geq 1,20$$

$$\frac{1,20}{4.568} \leq 1$$

$$0,263 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Para la columna C6 (columna central de eje C2)

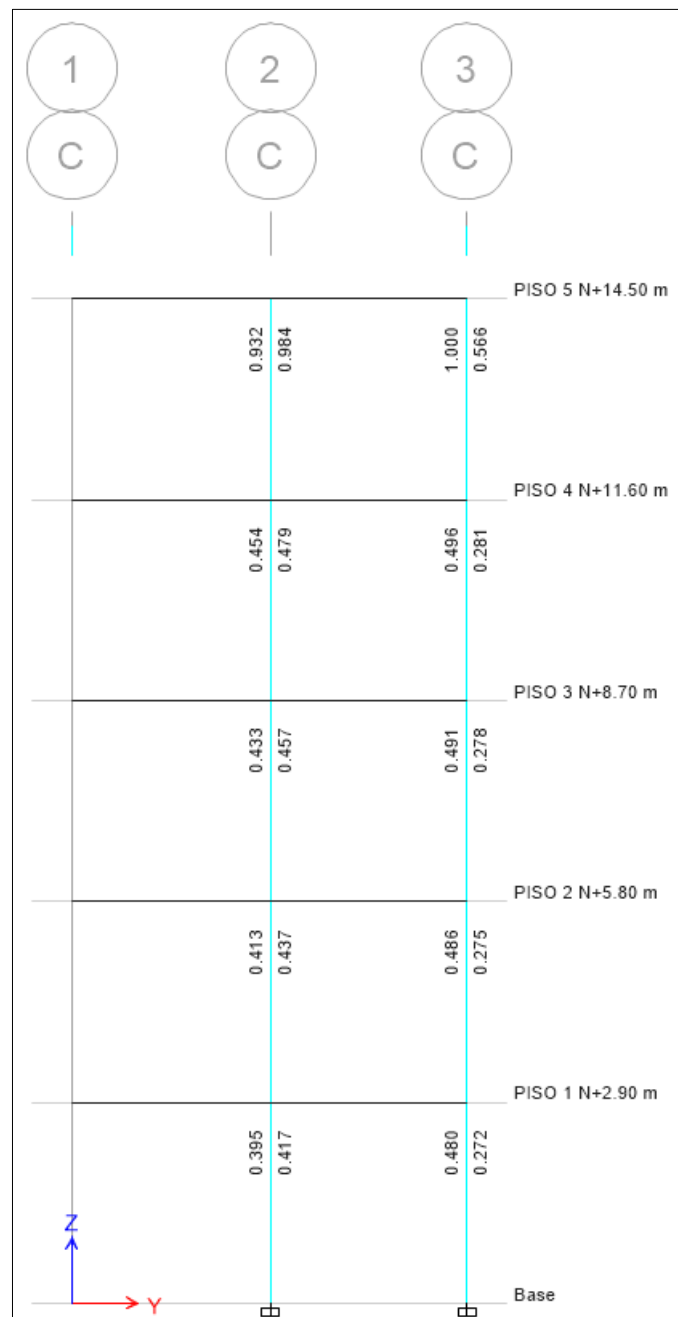


Ilustración 114: Resultados de (6/5) capacidad de viga/capacidad de columna en portico C

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{1,2 \text{ capacidad de viga}}{\text{capacidad de columna}} = 0,417$$

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} = \frac{1,2}{0,417}$$

$$2.878 > 1,2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobacion de valor obtenido anteriormente, por metodo de capacidad de columna/capacidad de viga (ETABS).

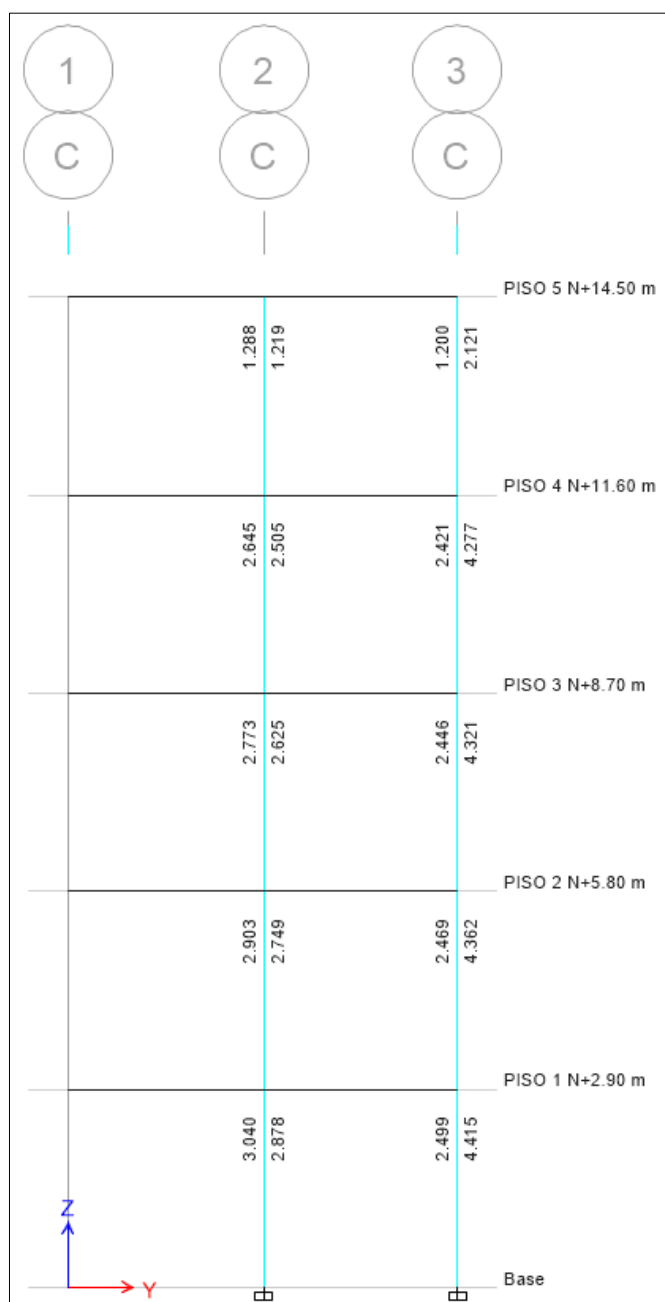


Ilustración 115: Resultados de capacidad de columna/capacidad de viga en portico C

Fuente: Etabs, (2016)

$$\frac{\text{capacidad de columna}}{\text{capacidad de viga}} \geq 1,20$$

$$2.878 \geq 1,20$$

$$\frac{1,20}{2.878} \leq 1$$

$$0,417 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

4.1.12. Diseño de muros estructurales

Mediante el programa Etabs analizamos los muros en (start design/check) y revisamos los resultados en cada pier (los “pier” fueron creados uno para cada muro).

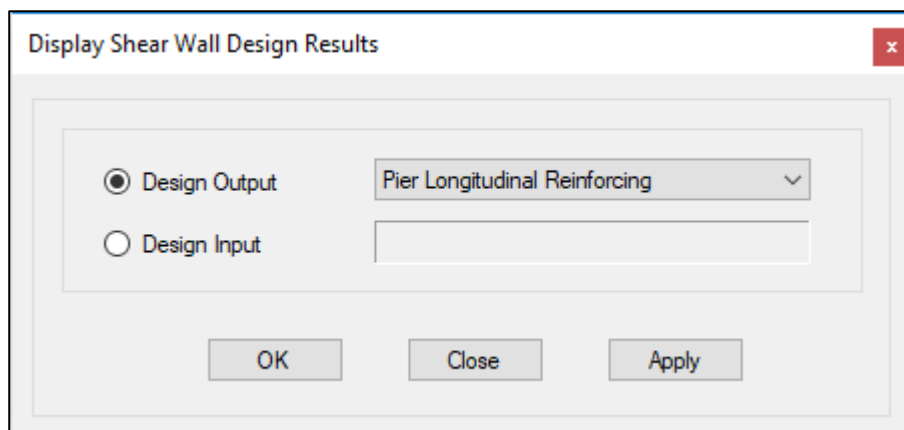


Ilustración 116: Cuadro de diseño de muros

Fuente: Etabs, (2016)

Entonces una vez de dar clic en OK el programa nos mostrara en el modelo el área que se necesita para cada muro.

Ejemplo: vemos en el portido D hay dos muros con sus respectivos pier como se muestra en las dos siguientes imágenes.

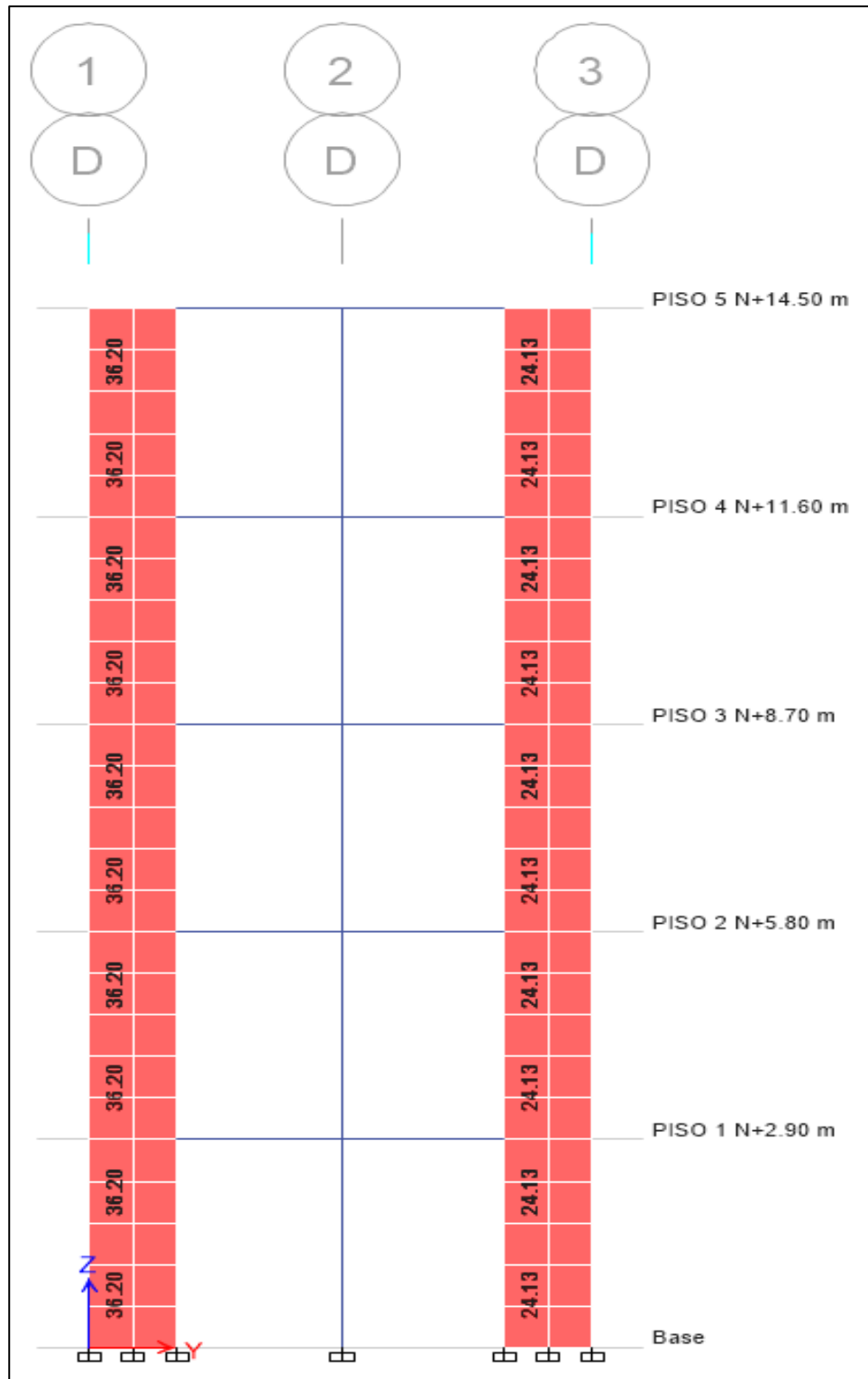


Ilustración 117: Cantidad de acero necesari en cm²

Fuente: Etabs, (2016)

En esta imagen nos muestra el área de acero que se requiere para el muro.

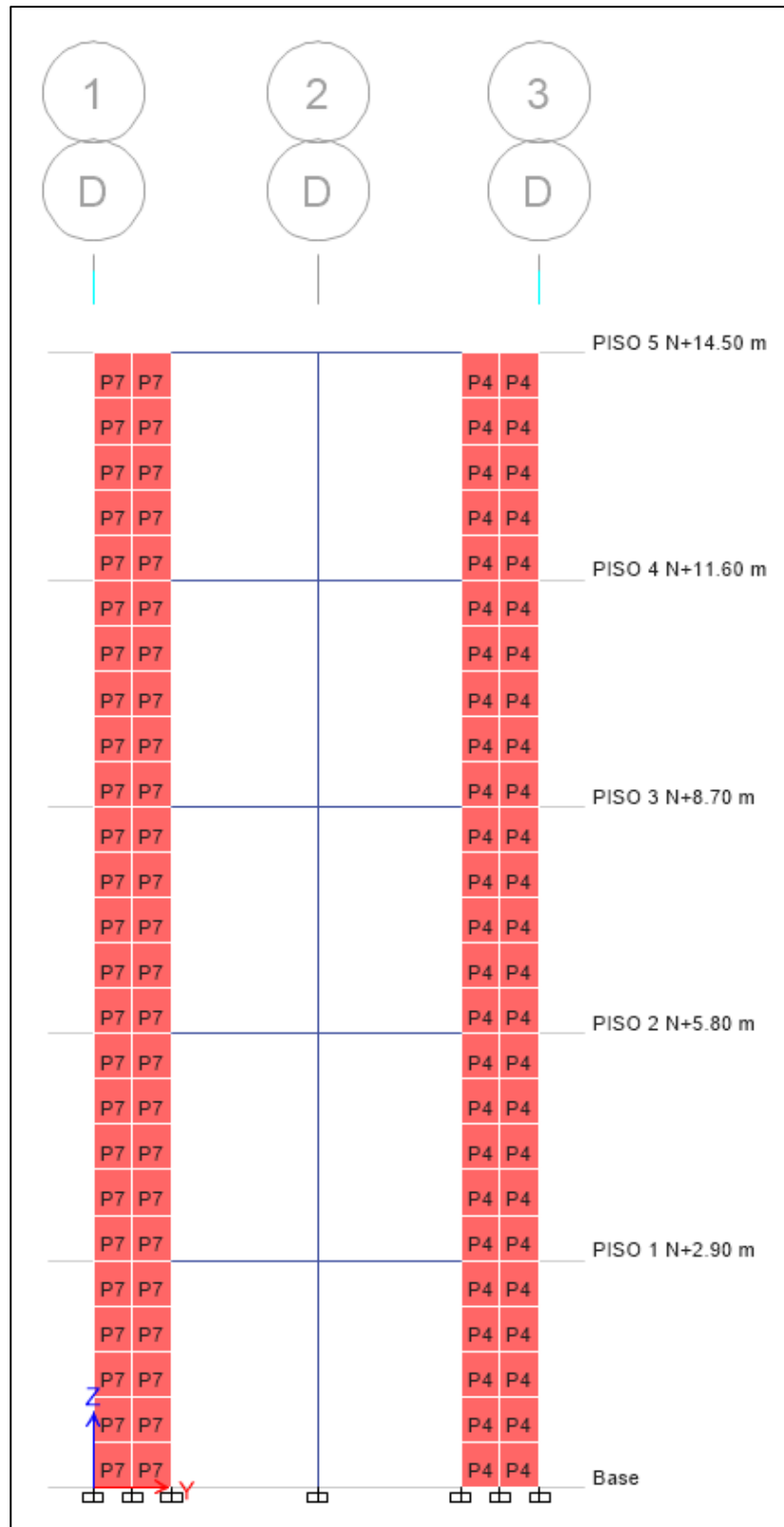


Ilustración 118: Grafica de muros identificados por sus respectivos pier.

Fuente: Etabs, (2016)

Vemos los piers en cada uno de los muros.

Entonces analizamos de esta manera revisamos la cantidad de acero que se requiere y diseñamos en el mismo programa de la siguiente manera

Para el muro asignado con el pier 4.

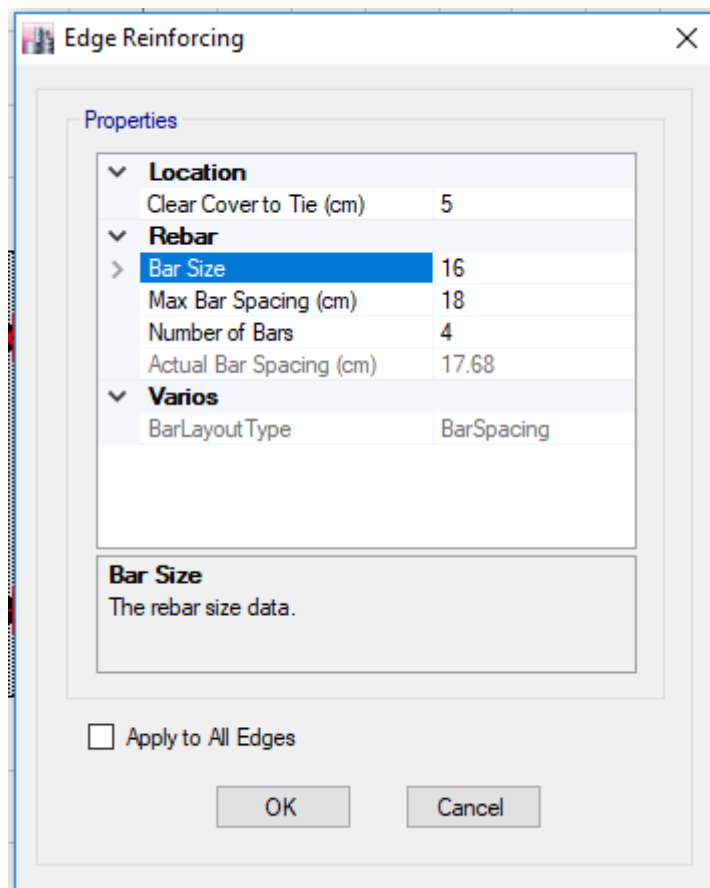


Ilustración 119: Cuadro de diseño de acero en el muro 4
Fuente: Etabs, (2016)

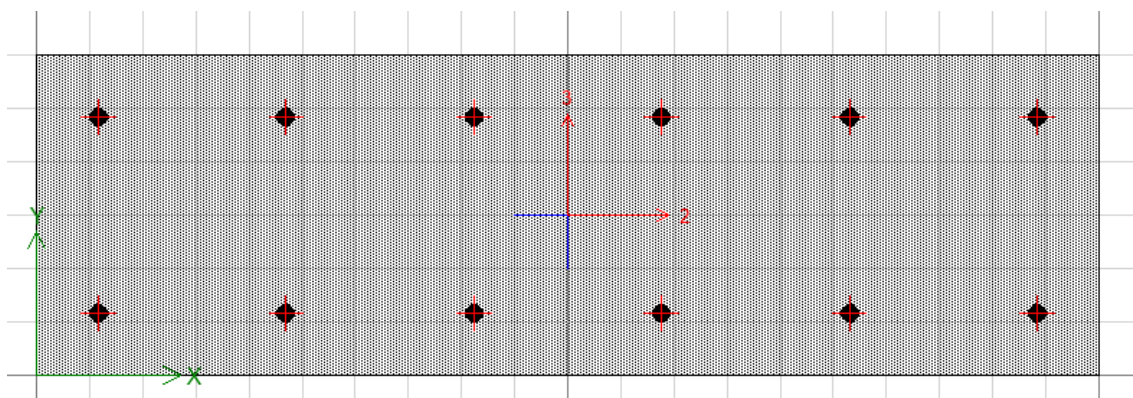


Ilustración 120: Representacion de acero en muro 4
Fuente: Etabs, (2016)

Para el muro asignado con el pier 5

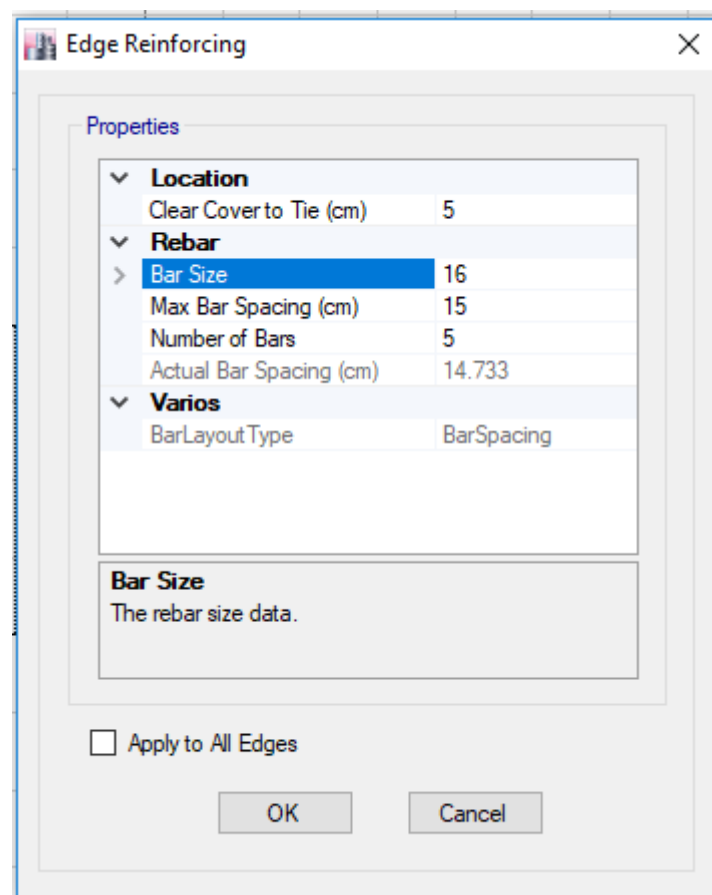


Ilustración 121: Cuadro de diseño de acero en el muro 5
Fuente: Etabs, (2016)

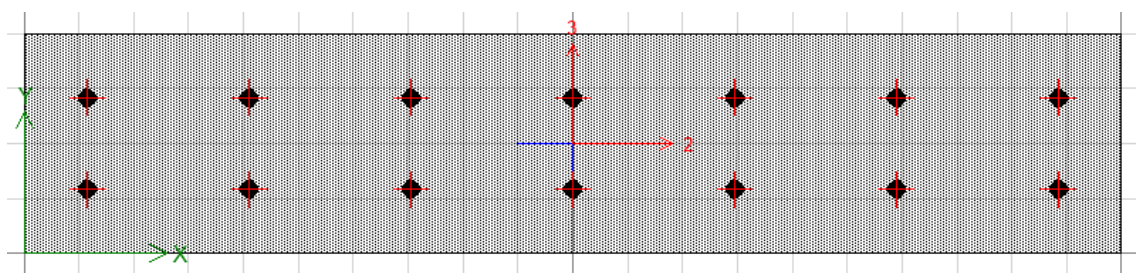


Ilustración 122: Representacion de acero en muro 5
Fuente: Etabs, (2016)

Para el muro asignado con el pier 6

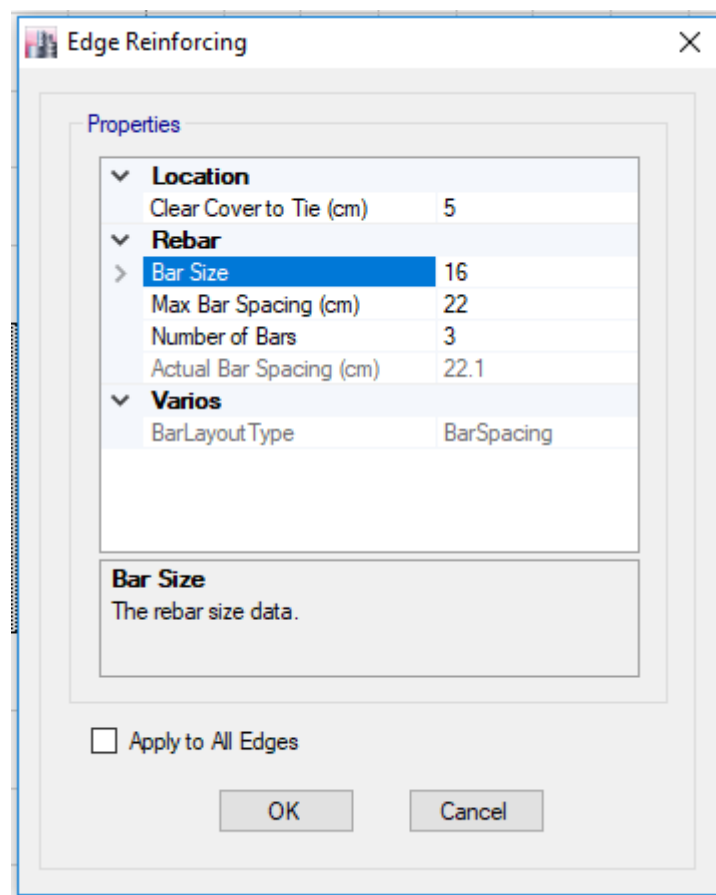


Ilustración 123: Cuadro de diseño de acero en el muro 6
Fuente: Etabs, (2016)

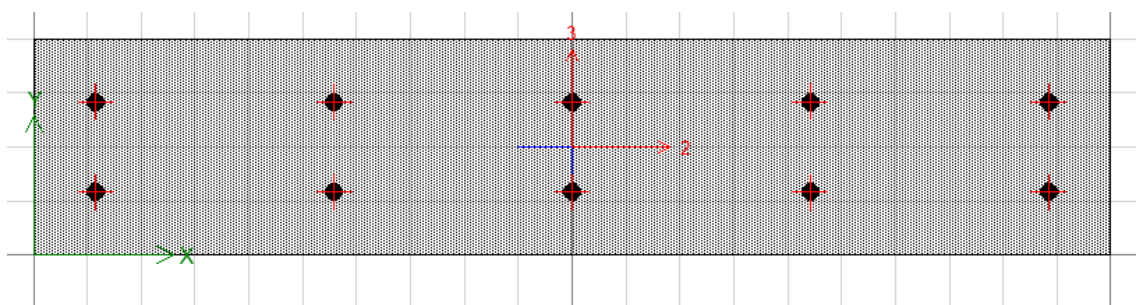


Ilustración 124: Representacion de acero en muro 6
Fuente: Etabs, (2016)

Para el muro asignado con el pier 7

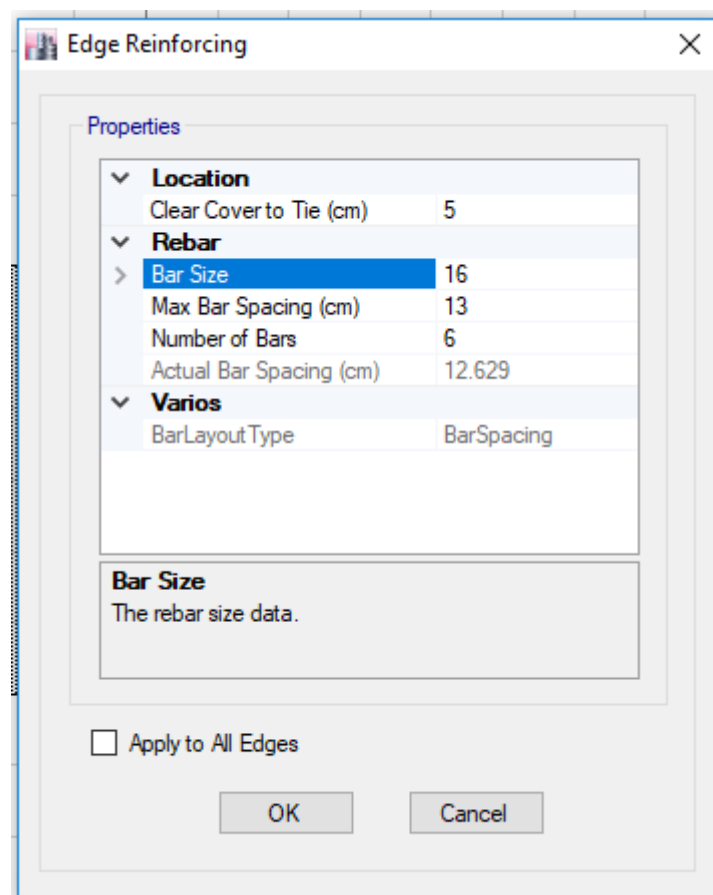


Ilustración 125: Cuadro de diseño de acero en el muro 7
Fuente: Etabs, (2016)

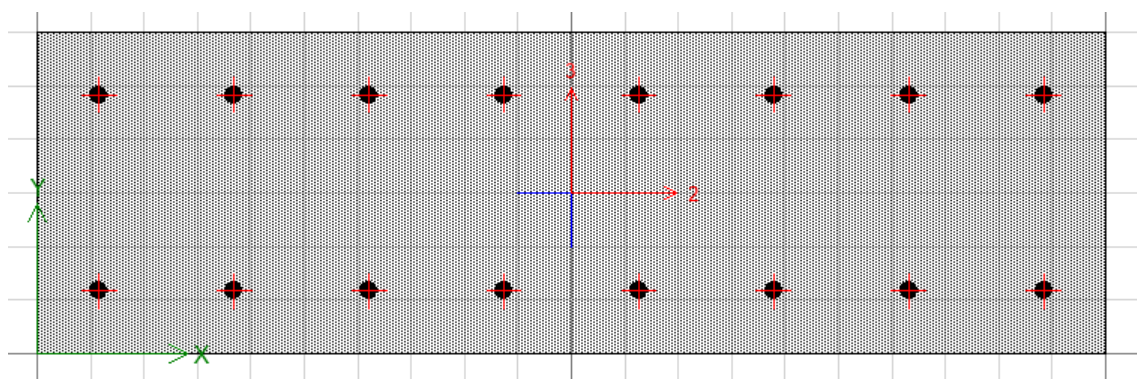


Ilustración 126: Representacion de acero en muro 7
Fuente: Etabs, (2016)

Para el muro asignado con el pier 8

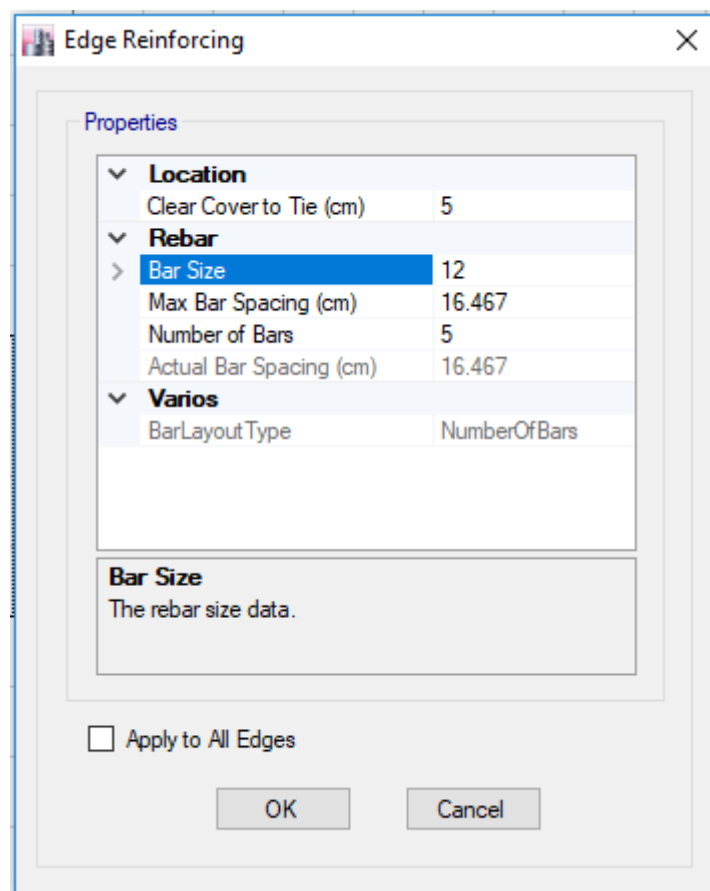


Ilustración 127: Cuadro de diseño de acero en el muro 8

Fuente: Etabs, (2016)

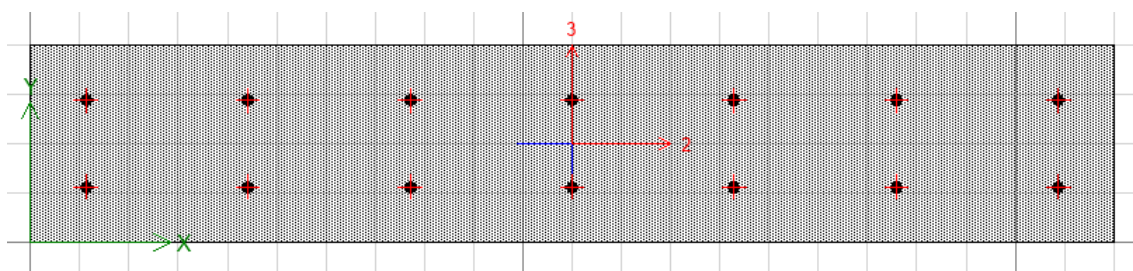


Ilustración 128: Representacion de acero en muro 8

Fuente: Etabs, (2016)

4.1.13. Chequeo demanda capacidad en los muros

De esta manera sabemos que el acero proporcionado en el muro es el adecuado para soportar las solicitaciones a las que estarán sometidos los muros.

Muros 8 y 5

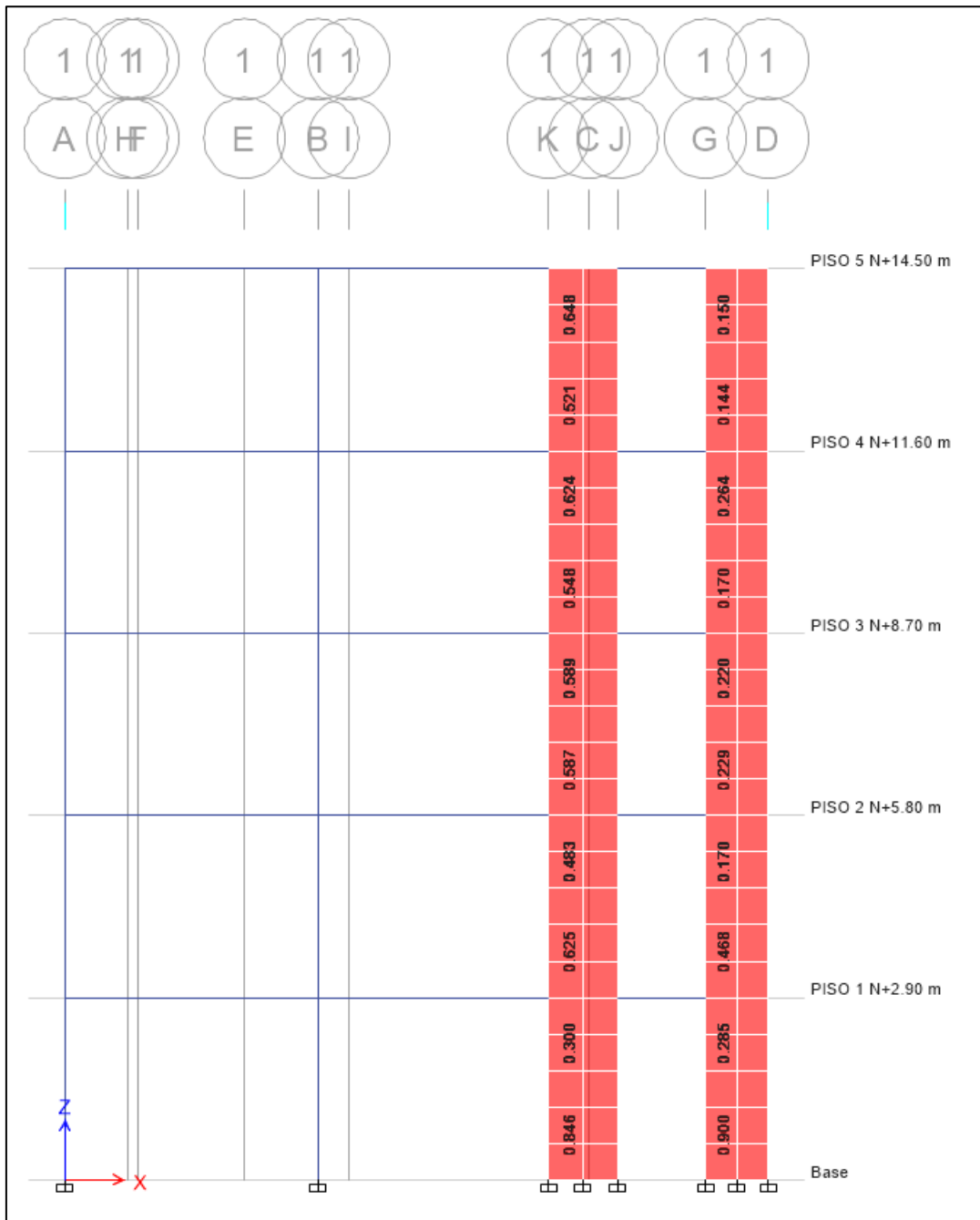


Ilustración 129: Chequeo de relación de demanda capacidad en muros 8 y 5 respectivamente

Fuente: Etabs, (2016)

Muros 7 y 4

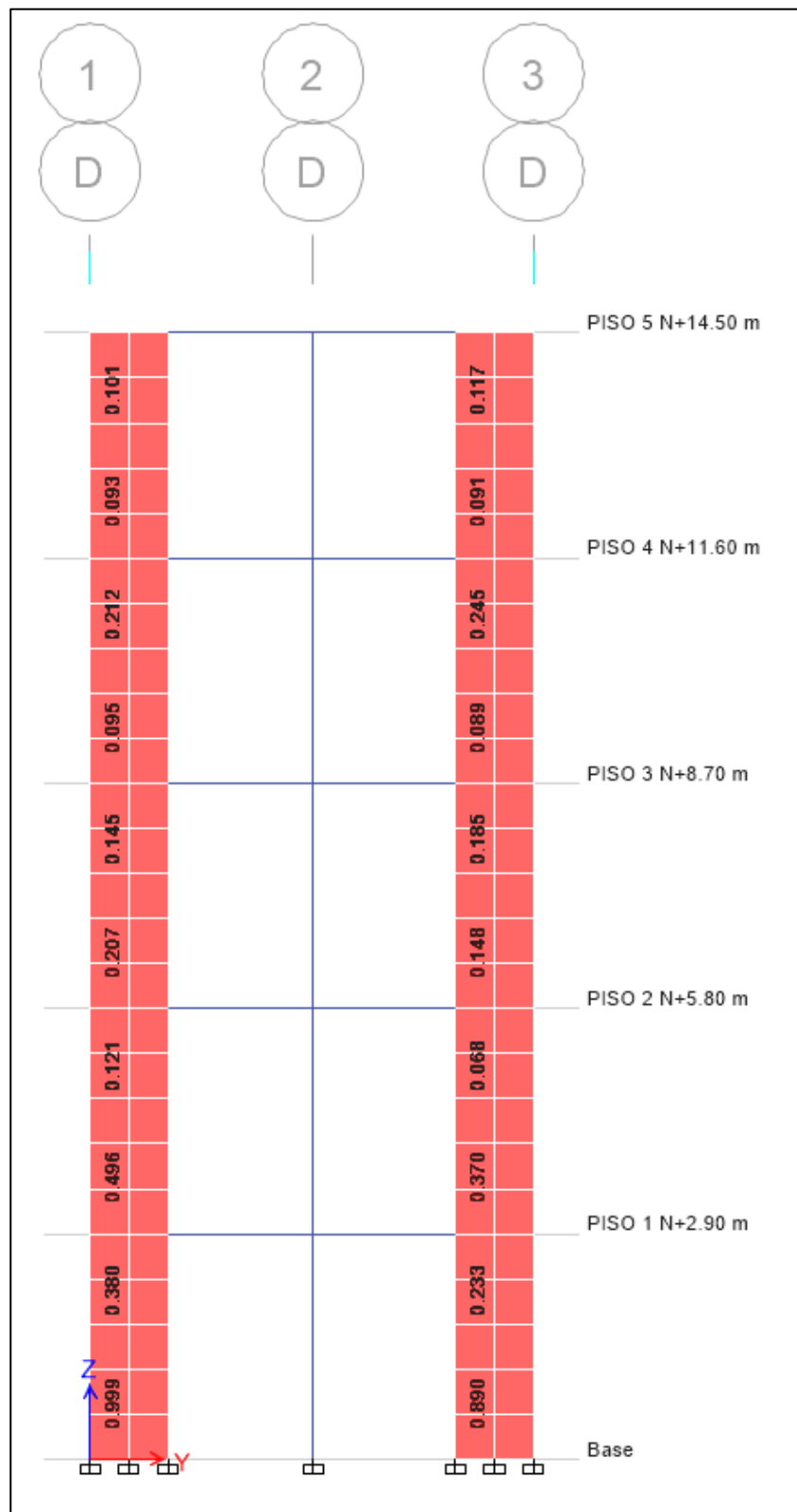


Ilustración 130: Chequeo de relación de demanda capacidad en muros 7 y 4 respectivamente

Fuente: Etabs, (2016)

Muro 6

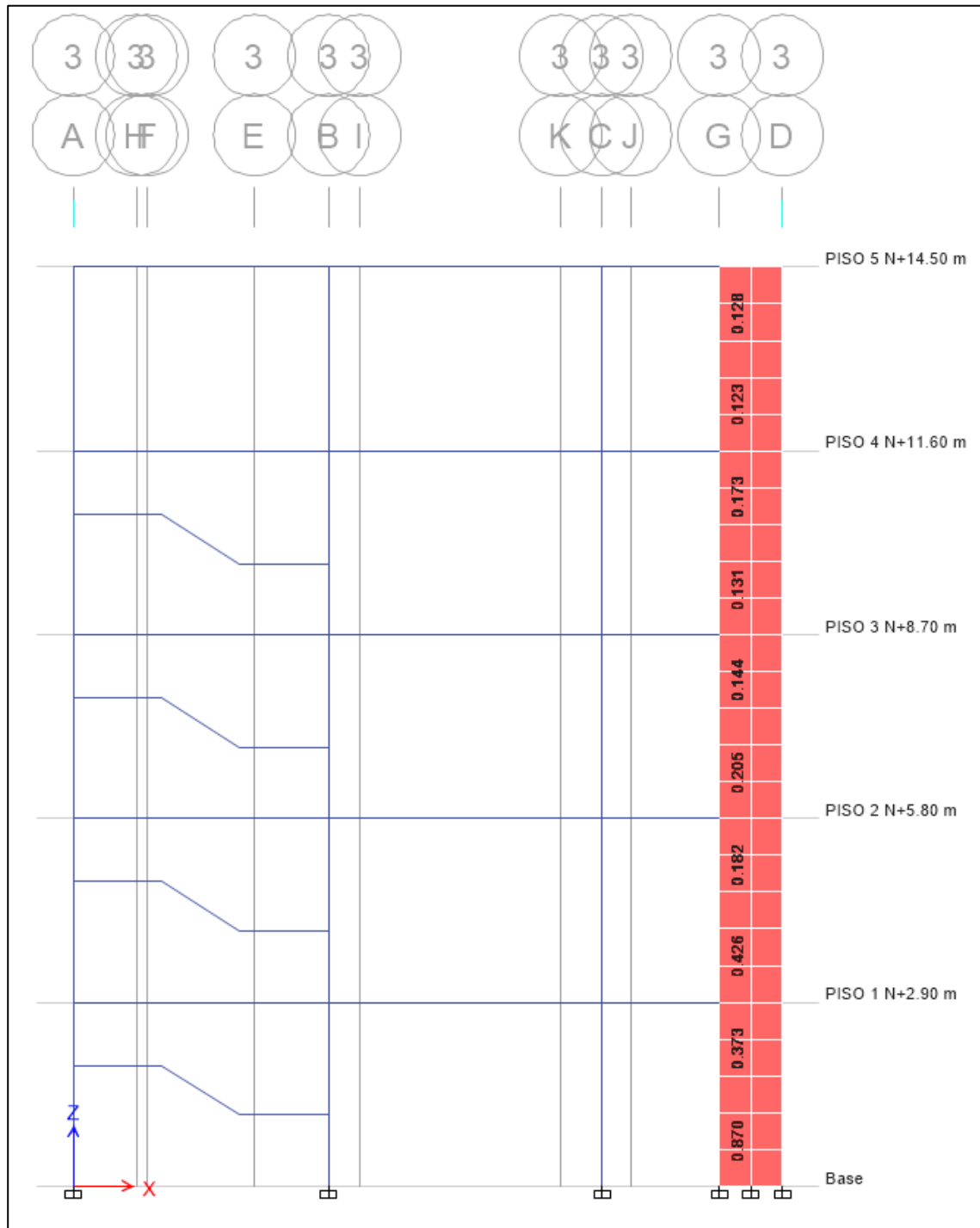


Ilustración 131: Chequeo de relación de demanda capacidad en muro 6

Fuente: Etabs, (2016)

Capítulo V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

El análisis dinámico espectral es un método que se utiliza para determinar el comportamiento que tendrá la estructura ante un evento sísmico, evaluando las derivas de piso, el periodo fundamental y las masas participantes para cada modo.

Se evaluó una edificación de cinco pisos, la cual se idealizó con un modelo estructural en el programa ETABS. Debido a que el primer modo de vibración de la estructura, no se obtuvo el comportamiento adecuado al comportarse de manera torsional. Por lo tanto se vio la necesidad de implementar muros estructurales para corregir ese modo, ya que el primer modo fundamental de vibración debe ser traslacional.

Se determinó el espectro de diseño según como indica la NEC-SE-DS para la ciudad de Manta y se obtuvo el cortante basal estático la cual fue comparado con el valor del cortante basal dinámico que se obtuvo del programa ETABS y se llegó a la conclusión que se debía aplicar un factor de amplificación a los casos de carga que actúan respecto al espectro de respuesta en ambos sentidos (x,y).

Como resultados del modelo estructural obtuvimos las derivas máximas de piso las cuales se presentaban en el tercer piso de la edificación y cumplían con lo dispuesto en la Norma NEC-SE-DS que no puede exceder el 2% de la altura de piso, además se constató la participación de las masas en cada modo de vibrar el cual a partir del noveno modo involucra el 90% de la masa total de la estructura.

El programa nos muestra los máximos esfuerzos (cortante y momento) en las vigas y columnas, el cual nos sirvió para realizar la comparación demanda-capacidad.

Se realizó el chequeo a flexión y cortante en las vigas y flexo-compresión de las columnas en el cual se determinó que las columnas y vigas soportaran de manera adecuada las solicitaciones de carga aplicadas en la estructura. En la revisión del diseño por capacidad columna fuerte viga débil podemos ver que en caso de que se formasen rótulas plásticas en un nodo, estas se presenten en las vigas.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda utilizar un factor de reducción de respuesta menor a lo que indica la norma, debido a que la zona es de alta sismicidad y de esta manera brindamos seguridad al diseño de los elementos estructurales.

Es fundamental que el primer y segundo modo de vibrar que muestra el programa ETABS sean traslacionales debido a que estos son los que más daños causan a la estructura.

Las rótulas plásticas se deben generar en las vigas, ya que si se presentan en las columnas, la estructura puede colapsar ante un sismo; es por esto que se debe realizar la revisión columna fuerte - viga débil propuesta por la filosofía de diseño por capacidad.

Bibliografía

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro sísmico, Diseño sísmico resistente*. Ecuador.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de hormigón armado*. Ecuador.

American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*. USA.

McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado (Octava edición)*. Mexico:Alfaomega.

Roberto Rochel Awad. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín.

Computers and Structures, Inc (2018). *ETABS*. New York.

Alcalá, J. (2014). *Evaluación estructural de un edificio de concreto-acero de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el paseo de la reforma de la ciudad de México*. Tesis de pregrado, México D.F.

Decreto supremo que modifica la norma técnica E.030. (2016). *Diseño sismorresistente, Del reglamento nacional de edificaciones, aprobada por decreto supremo N°011-2016-vivienda, modificada con decreto supremo N°002-2014 vivienda*. Perú.

American Society of Civil Engineers, ASCE Estándar ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. USA.

ANEXO A (PLANOS DE LA EDIFICACIÓN)

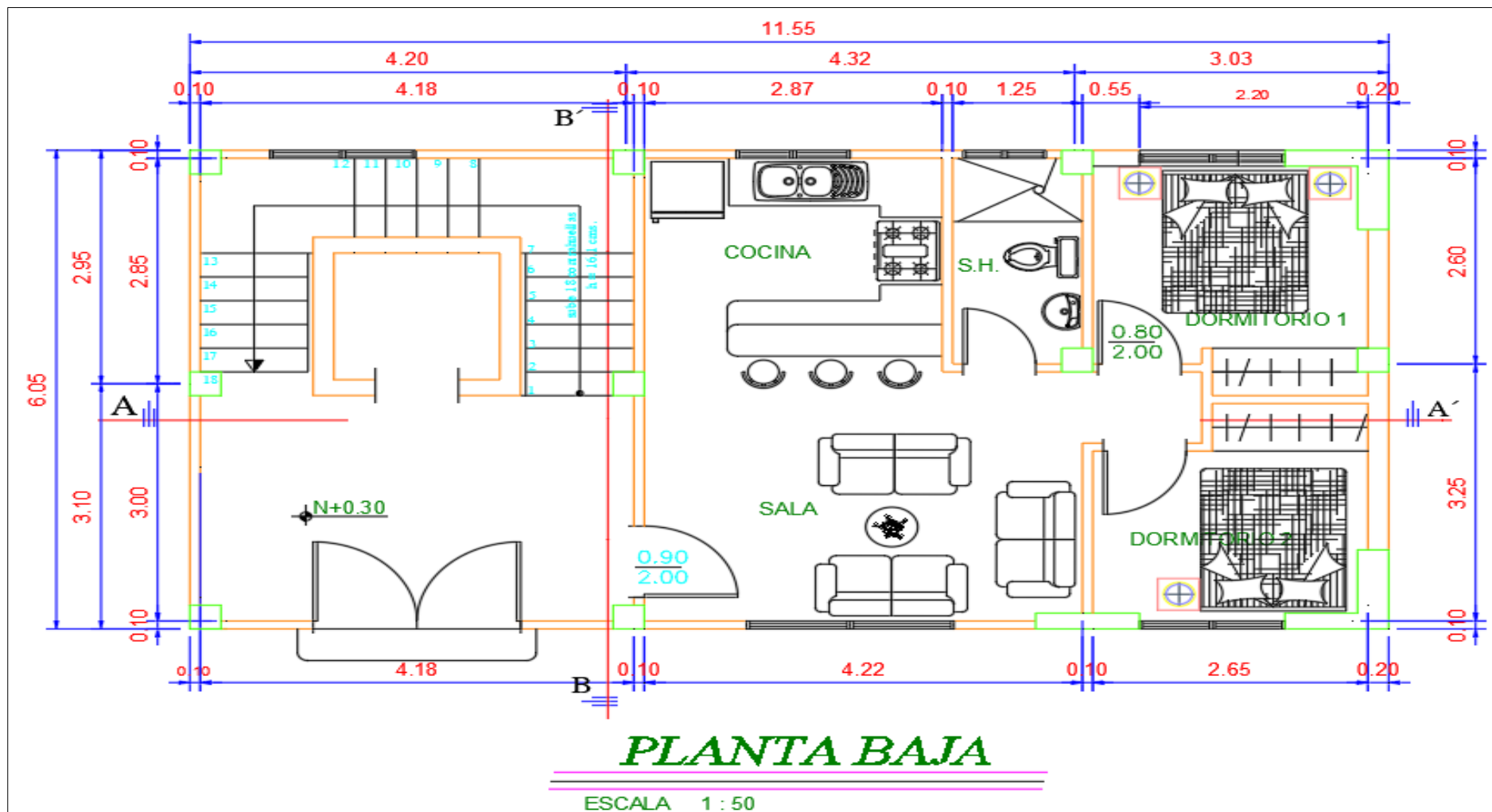


Ilustración 132: Plano arquitectónico planta baja; unidad: metros
Fuente: AutoCad, (2018)

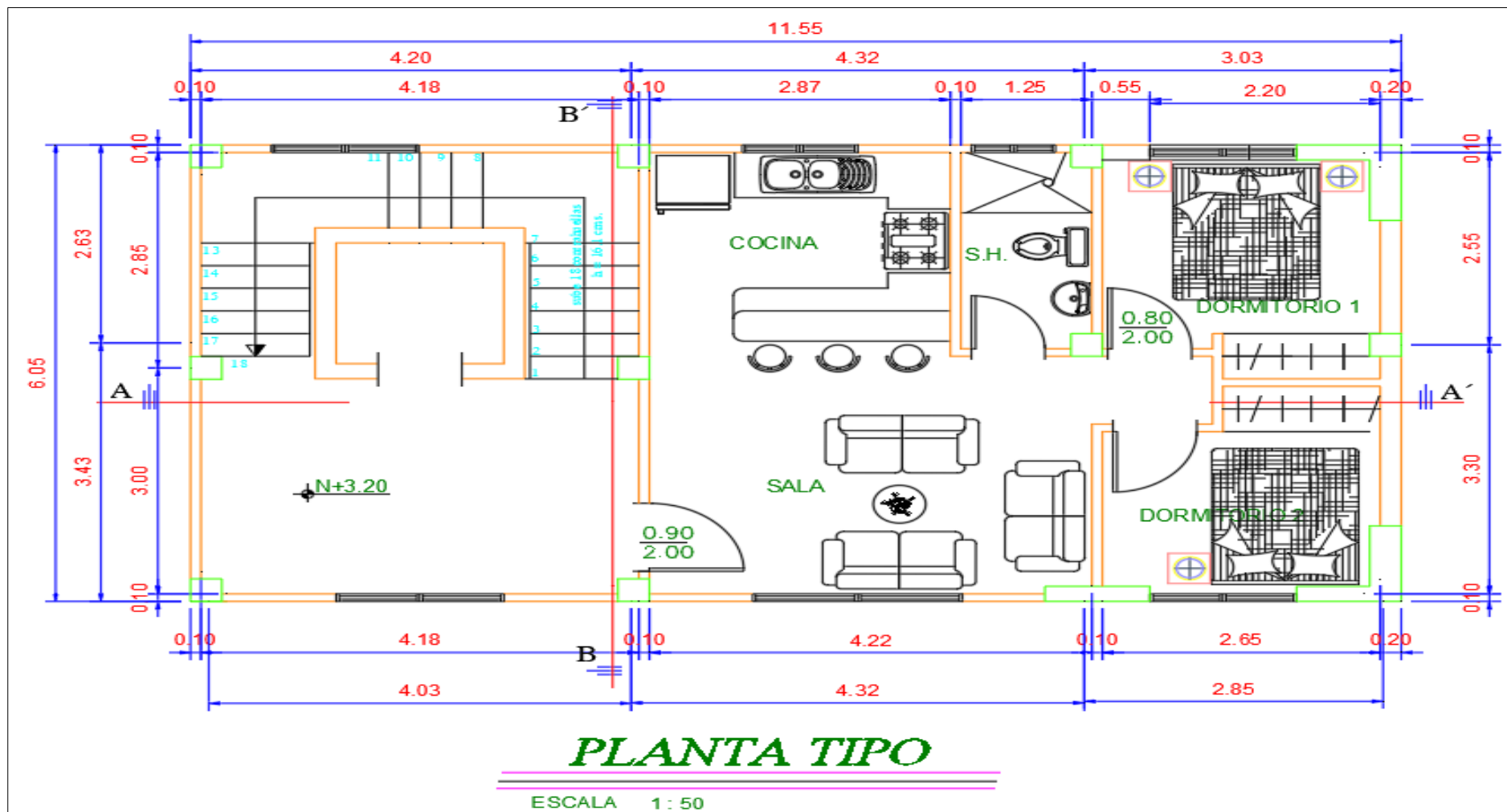


Ilustración 133: Plano arquitectónico planta tipo; unidad: metros

Fuente: AutoCad, (2018)

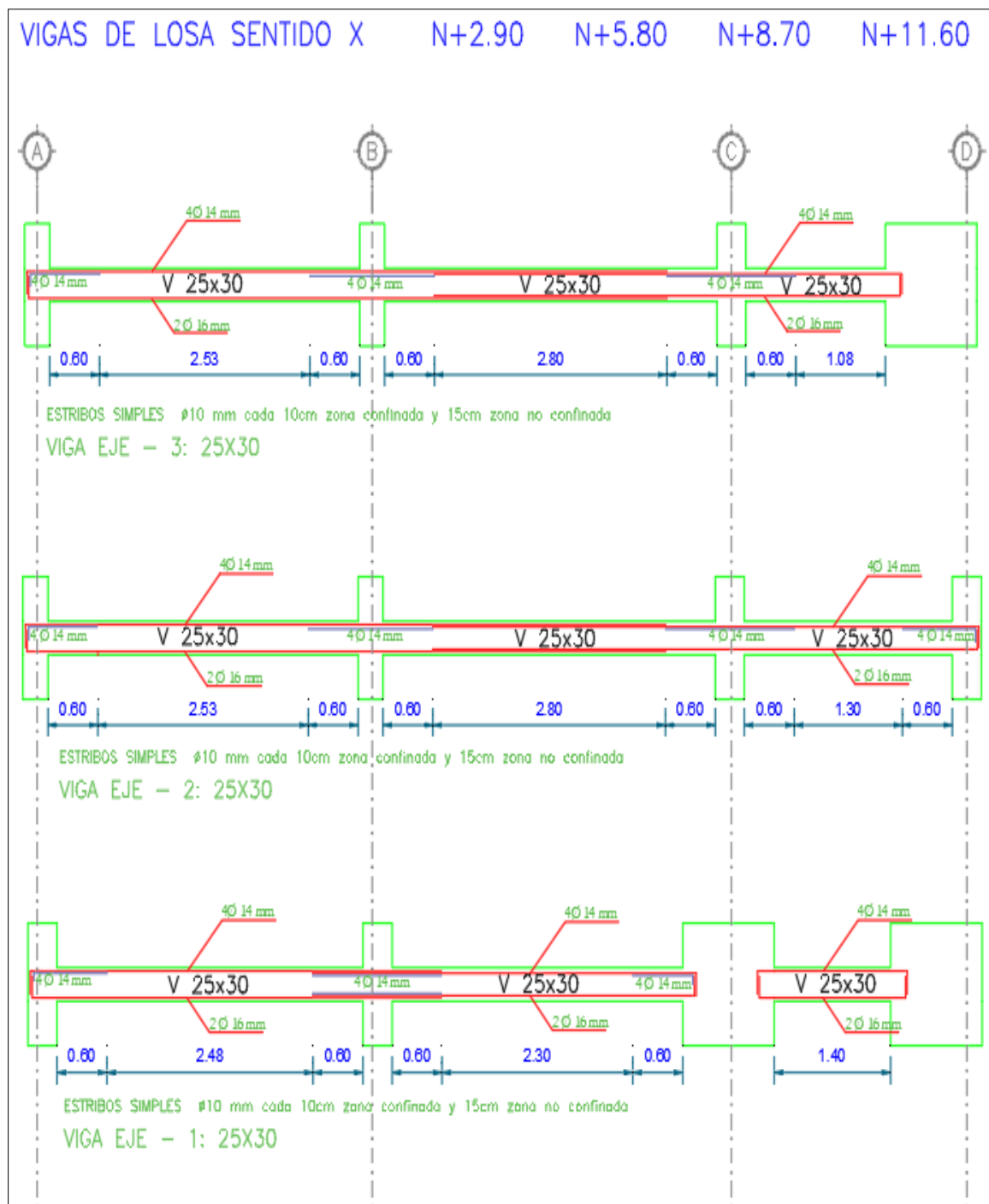


Ilustración 134: Diseño estructural de vigas de entrepiso, sentido X.
Fuente: AutoCad, (2018)

VIGAS DE LOSA SENTIDO X N+14.50

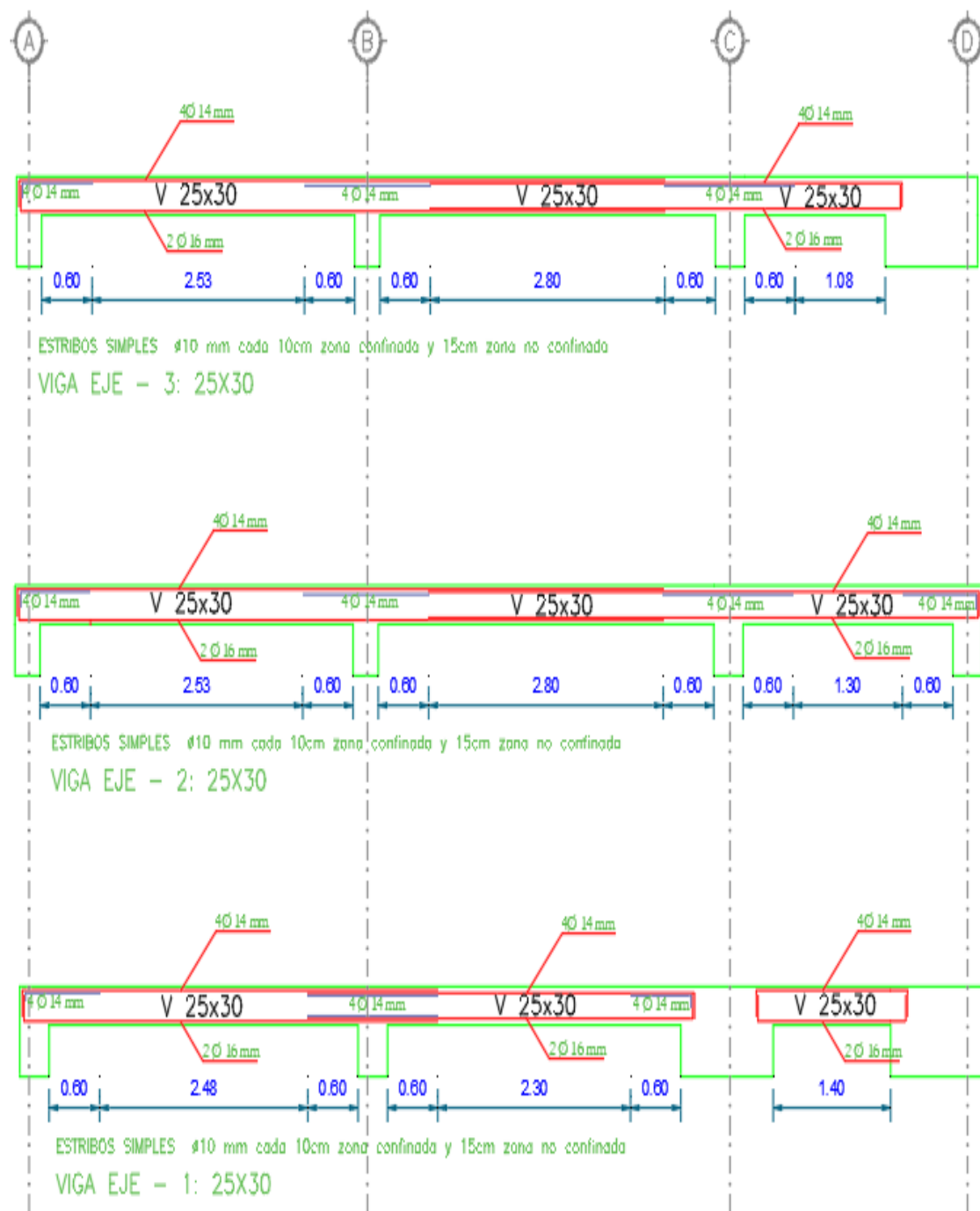


Ilustración 135: Diseño estructural de vigas de cubierta, sentido X.

Fuente: AutoCad, (2018)

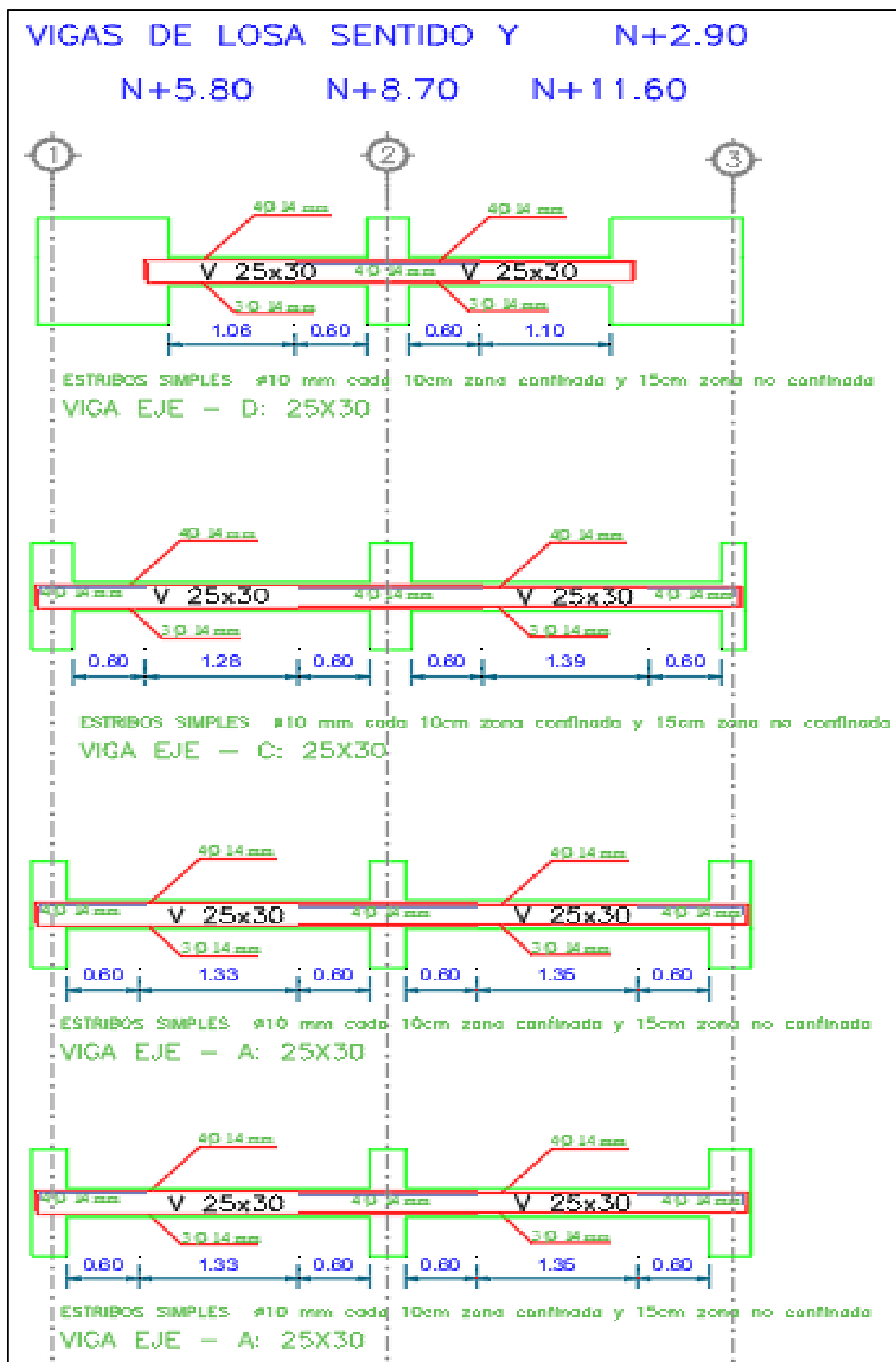


Ilustración 136: Diseño estructural de vigas de entrepiso en sentido Y.

Fuente: AutoCad, (2018)

VIGAS DE LOSA SENTIDO Y N+14.50

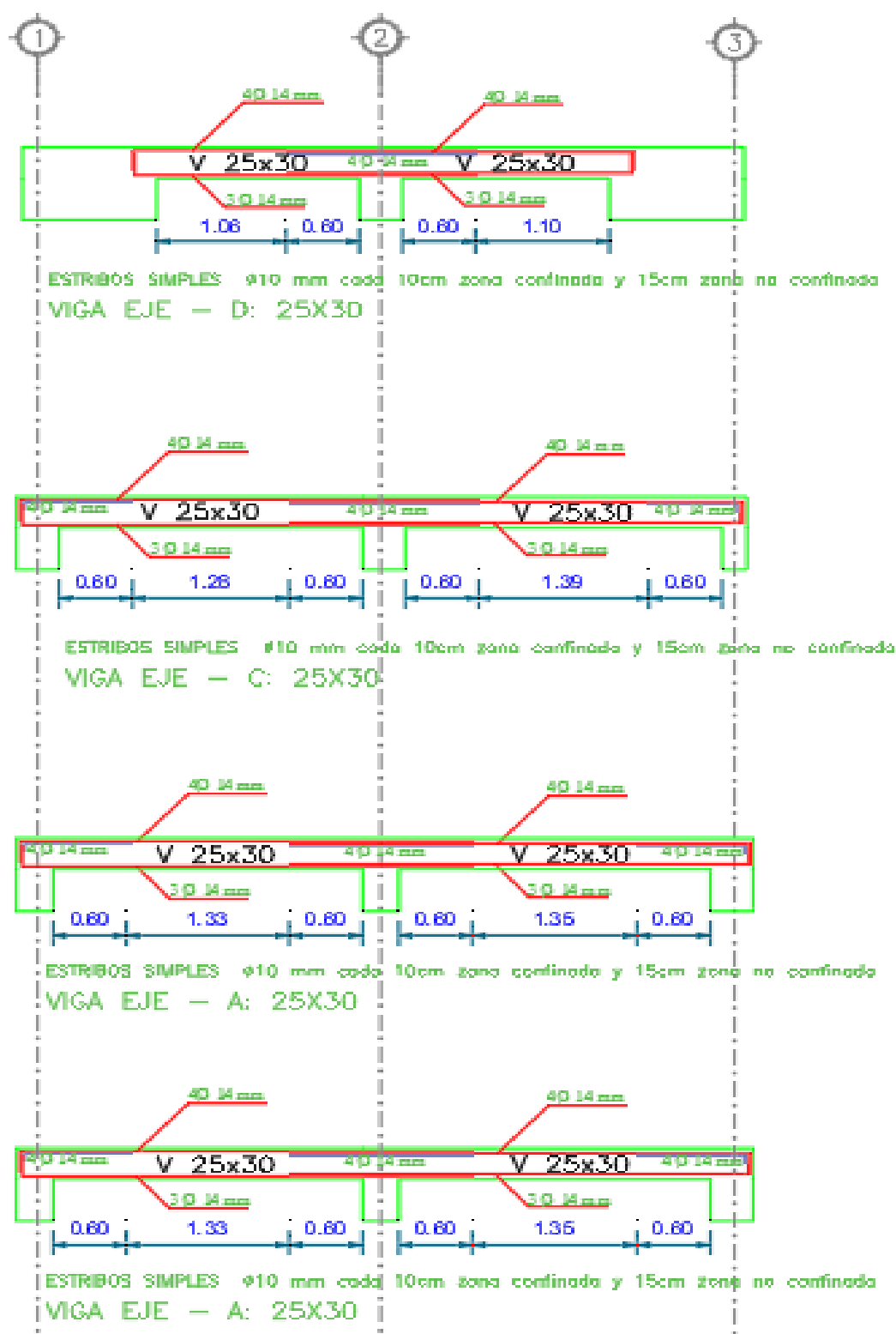


Ilustración 137: Diseño estructural de vigas de cubierta, en sentido Y.

Fuente: AutoCad, (2018)

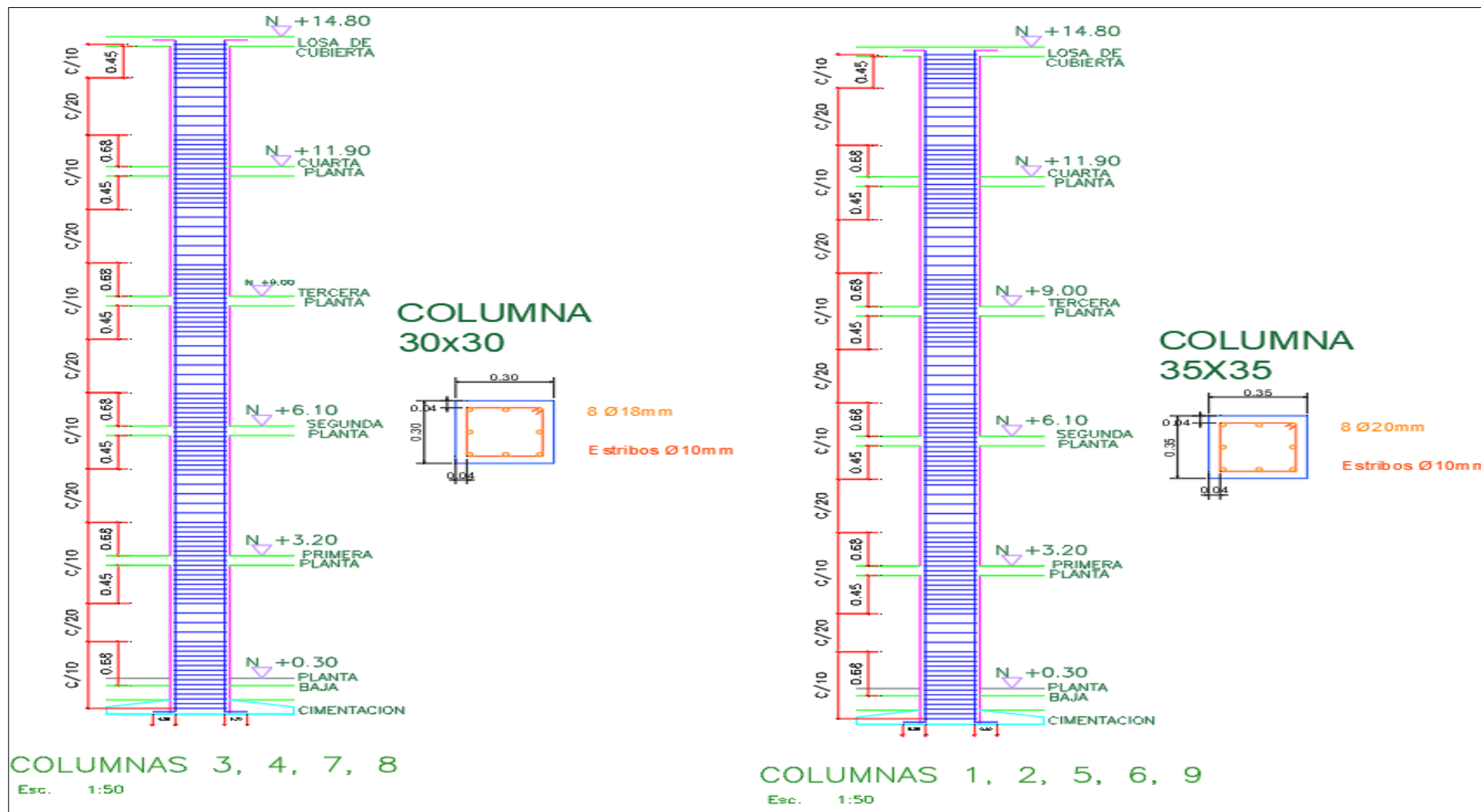


Ilustración 138: Diseño estructural de columnas
Fuente: AutoCad, (2018)

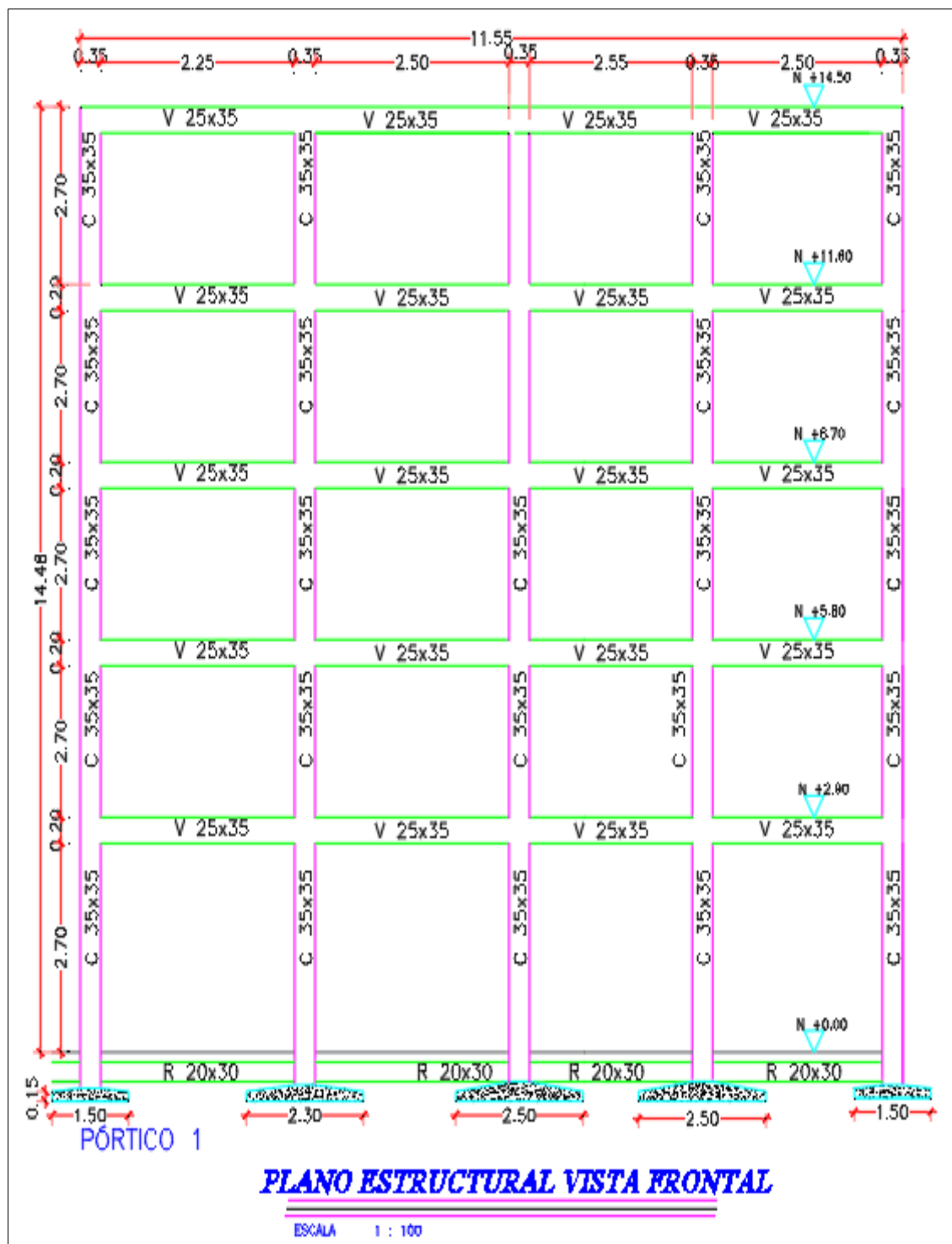


Ilustración 139: Secciones de los elementos, pórtico 1
Fuente: AutoCad, (2018)

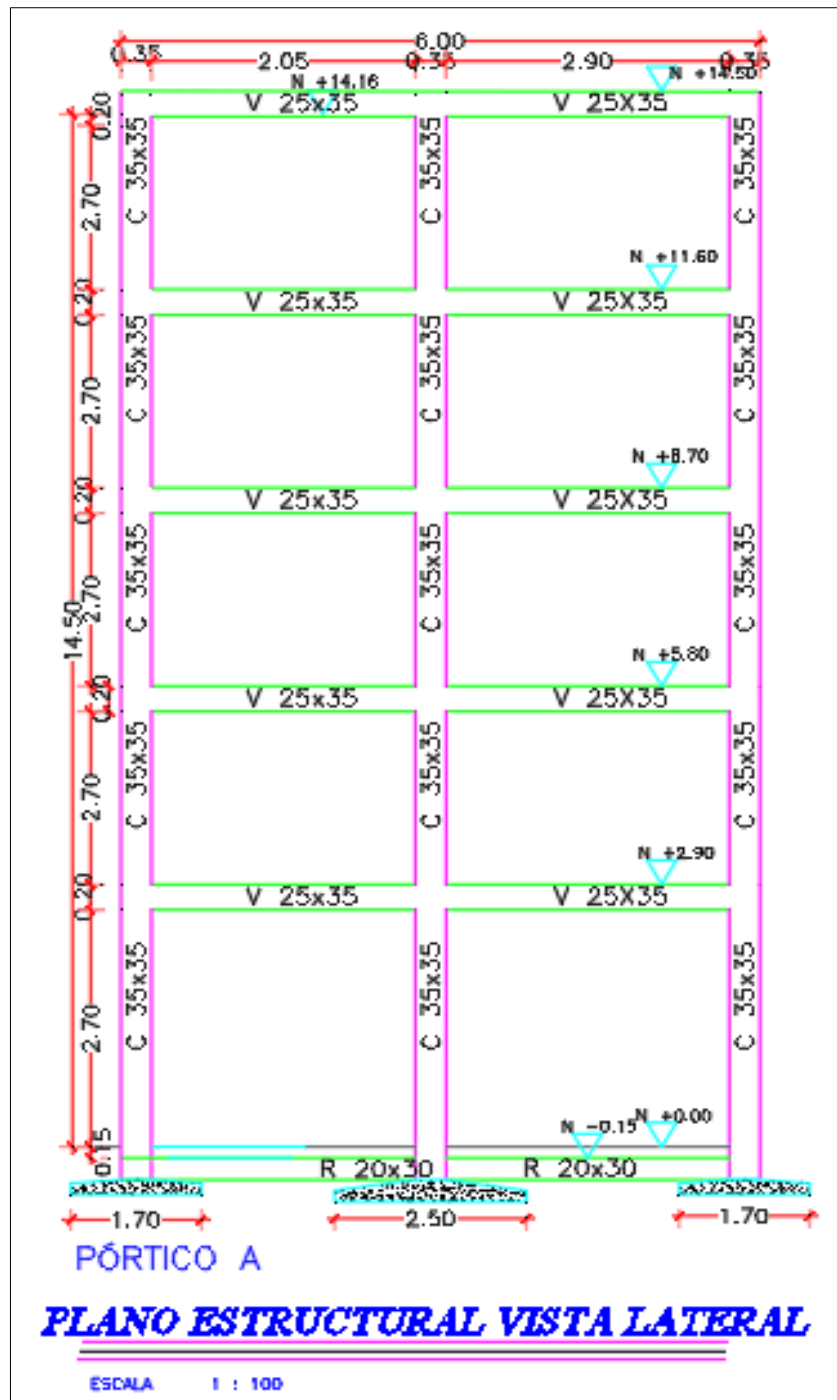
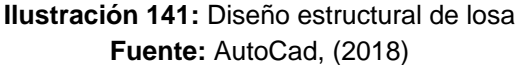


Ilustración 140: Secciones de los elementos, pórtico A
Fuente: AutoCad, (2018)



Fuente: AutoCad, (2018)

ANEXO B (Tablas)

Tabla 129: Descripción de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción
A	Perfil de roca competente
B	Perfil de roca de rigidez media
C	Perfile de suelos muy densos o rocas blandas
D	Perfil de suelos rígidos
E	Perfil de arcillas blandas

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 130: Valores de coeficiente de amplificación de suelo Fa

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 131: Valores de coeficientes de suelo Fd

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 132: Valores de coeficiente de comportamiento no lineal F_s

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 133: Valores de la relación de amplificación espectral

η	Descripción
1.8	Provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 134: Valores de factor usado en el espectro de diseño elástico

r	Descripción
1	Todos los suelos excepto el tipo de suelo E
1.5	Tipo de suelo E

Fuente: NEC, (2015)

Tabla 135: Valores de coeficientes de importancia según la categoría de la edificación

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

Fuente: NEC, (2015)



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

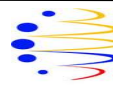
ANEXO 10



Presidencia
de la República
del Ecuador



Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes



SENESCYT
SECRETARÍA NACIONAL DE EDUCACIÓN SUPERIOR,
CIENCIA, TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGIA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS

TÍTULO Y SUBTÍTULO: Análisis Modal Espectral De Una Edificación De 5 Niveles De Hormigón Armado, Ubicado En La Ciudad De Manta

AUTOR/ ES:
Cali Macas Alan Fernando
Peralta Acuña Alberto Fabricio

Tutor: Ing. Leonardo Palomeque Freire, Msc.
Revisor: Ing. Raúl Robalino Díaz, Msc.

INSTITUCIÓN: Universidad De Guayaquil

FACULTAD: Ciencias Matemáticas y Físicas

CARRERA: Ingeniería Civil

FECHA DE PUBLICACION: 2019

Nº DE PÁGS: 155

ÁREAS TEMÁTICAS: Estructuras
Análisis modal espectral de una edificación

PALABRAS CLAVE:

ANÁLISIS – MODAL – ESPECTRAL – EDIFICACIÓN – 5 NIVELES – MANTA

RESUMEN: El análisis modal espectral es un método que nos ayuda a estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural para que una edificación alcance los niveles de desempeño que se requiere ante un sismo ya que este influye en la estructuración y diseño de toda edificación.

Este proyecto se basa en el análisis y diseño sismo resistente de una edificación de 5 pisos de hormigón armado con lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 para establecer el espectro de diseño y así conocer el comportamiento que tendrá esta estructura ante una excitación dinámica.

Nº DE REGISTRO (en base de datos):

Nº DE CLASIFICACIÓN:

DIRECCIÓN URL (tesis en la web):

ADJUNTO PDF:

SI

x

NO

CONTACTO CON AUTOR/ES:

Teléfono:
0959900807
0939442514

E-mail: alfabricio_peralta25@hotmail.com
acoli_210@hotmail.com

CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:

Nombre: Facultad De Ciencias Matemáticas Y Físicas

Teléfono: 2-283348

E-mail:

Quito: Av. Whymper E7-37 y Alpallana, edificio Delfos, teléfonos (593-2) 2505660/ 1;
y en la Av. 9 de octubre 624 y Carrión, edificio Prometeo, teléfonos 2569898/ 9. Fax:
(593 2) 250-9054