



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE GRADUACIÓN

TITULO DEL PROYECTO:

“DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO)”.

AUTOR: KATHERIN VIVIANA CEVALLOS SÁNCHEZ

DIRECTOR: ING. JAVIER PALACIOS

RIOBAMBA – ECUADOR

2017

PAGINA DE REVISIÓN FINAL

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO)”, presentado por: Katherin Viviana Cevallos Sánchez y dirigida por: Ing. Javier Palacios.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

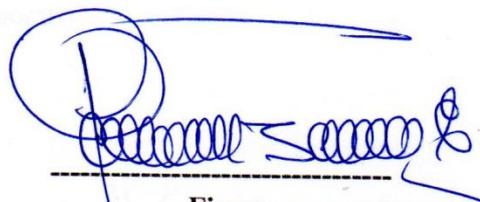
Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Víctor Velásquez
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL



Firma

Ing. Javier Palacios
DIRECTOR DEL PROYECTO



Firma

Ing. Jorge Núñez
MIEMBRO DEL TRIBUNAL



Firma

TUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Katherin Viviana Cevallos Sánchez e Ing. Javier Palacios Director del Proyecto; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.


Katherin Viviana Cevallos Sánchez
C.I. 060405763-8

AGRADECIMIENTO

A Dios y a la Virgen por darme la fe y la fuerza para culminar mi carrera profesional. A mi abuelita Lilia Vallejo por su amor y confianza, por siempre estar a mi lado y sembrar en mí la fortaleza y perseverancia que me ayudaron a alcanzar mi meta.

A mi madre Miryam Sánchez por su apoyo incondicional, sacrificio, ejemplo, paciencia y por inculcarme que todo se puede lograr con esfuerzo y dedicación.

A mis tíos Juan, Carlos y Wilo por su confianza y apoyo.

A mis hermanas Polet y Liseth, mi abuelito Juan Sánchez y mis primos por su comprensión y aliento para seguir adelante en este largo recorrido.

A Danny por su apoyo.

Y de manera especial extendiendo mi agradecimiento al Ing. Javier Palacios, quien como director y docente me ha brindado su guía durante el desarrollo del presente proyecto de investigación, y al Ingeniero Jorge Núñez mi gratitud por el apoyo brindado en el desarrollo de este trabajo.

Katherin Viviana Cevallos Sánchez

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi abuelita Lilia Vallejo y a mi madre Miryam Sánchez, quienes son el pilar más importante en mi vida, porque gracias a su cariño, sacrificio y esfuerzo a lo largo de este recorrido han hecho posible que pueda culminar mi carrera profesional.

Katherin Viviana Cevallos Sánchez

ÍNDICE DE CONTENIDO

PORTADA.....	i
PAGINA DE REVISIÓN FINAL	ii
TUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
AGRADECIMIENTO	iv
DEDICATORIA.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDO	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABLAS	xv
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I.....	2
1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	2
1.1 DEFINICIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL.....	2
1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES	3
1.3 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL	6
1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO	7
1.4.1 ESFUERZO DE FLUENCIA (F_y)	8
1.4.2 LÍMITE DE PROPORCIONALIDAD (f_{pr})	8
1.4.3 TENSIÓN DE AGOTAMIENTO (F_u).....	8
1.4.4 DUCTILIDAD.....	9
1.4.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD LONGITUDINAL (E).....	9
1.4.6 COEFICIENTE DE POISSON (μ).....	10
1.4.7 MÓDULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL (G)	10
1.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	10
1.6 DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES DE ACERO ESTRUCTURAL	11
1.6.1 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS.....	12
1.6.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS....	13
1.6.3 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES A MOMENTO.....	14
1.6.4 MECANISMOS DE FALLA EN PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO.....	16
1.6.5 CONEXIONES VIGAS - COLUMNA	16
1.6.6 RELACIÓN DE MOMENTO COLUMNA-VIGA.....	17
1.6.7 CONTROL DEL PANDEO LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS	18
1.6.8 CONTROL DEL PANDEO LATERAL TORSIONAL EN VIGAS	19
1.6.9 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO	20
1.6.10 CARGA SÍSMICA REACTIVA W	21
1.6.11 EFECTO P-DELTA ($P-\Delta$)	21

1.7 SECCIONES COMPUESTAS	22
1.7.1 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA	22
1.7.2 CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES COMPUESTAS.....	23
1.7.3 TRABAJO MONOLÍTICO CONCRETO – ACERO	23
1.8 MÉTODO DE DISEÑO LRFD.....	26
1.8.1 FACTORES DE CARGA	26
1.8.2 FACTORES DE RESISTENCIA	27
1.8.3 VENTAJAS DEL MÉTODO DE DISEÑO LRFD, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA	28
1.8.4 ESTADOS LÍMITES DE FALLA	28
1.8.4.1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	29
1.8.4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	31
1.8.5 DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS	31
1.8.5.1 RESISTENCIA POR FLEXIÓN EN VIGAS COMPUESTAS	33
1.8.5.2 LOSAS CON PLACA COLABORANTE	35
1.8.5.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIONES CON PLACA COLABORANTE	36
1.8.5.4 CAPACIDAD REDUCIDA DE LOS CONECTORES DE CORTE.....	42
1.8.5.5 ANCHO EFECTIVO	43
1.8.5.6 CÁLCULO Y DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.....	44
1.8.5.7 RESISTENCIA DE PERNOS CONECTORES DE CORTE	47
1.8.5.8 NÚMERO, ESPACIAMIENTO Y REQUERIMIENTOS DE RECUBRIMIENTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE	49
1.8.6 DISEÑO DE COLUMNAS RELLENAS CON CONCRETO	51
1.8.6.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	51
1.8.7 CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO.....	53
1.8.7.1 CONEXIÓN DE ALA SOLDADA SIN REFUERZO Y ALMA SOLDADA (WUF-W), AISC 358-10	53
CAPITULO II	56
2. METODOLOGÍA.....	56
2.1 GENERALIDADES	56
2.2 TIPO DE ESTUDIO	57
2.3 POBLACION Y MUESTRA	57
2.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	58
2.5 PROCEDIMIENTOS.....	59
2.6 PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS.....	61
2.6.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	61
2.6.2 CARGAS EN LA ESTRUCTURA	62
2.6.3 CARGA SÍSMICA	63
2.6.3.1 CORTANTE BASAL DE DISEÑO	63
2.6.3.2 FACTOR DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA	64
2.6.3.3 ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA (Z).....	65

2.6.3.4 PERFIL DE SUELO PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....	66
2.6.3.5 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO F_a , F_d Y F_s	67
2.6.3.6 PERIODO DE VIBRACIÓN (T)	68
2.6.3.7 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIÓN.....	70
2.6.3.8 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL (R).....	71
2.6.3.9 FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	72
2.6.3.10 ESPECTRO DE DISEÑO (NEC, 2015)	73
2.6.3.11 ACCIÓN SÍSMICA	75
2.6.3.12 GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO E INELÁSTICO	78
2.6.4 COMBINACIÓN DE CARGA	79
2.6.5 DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE ACERO TRADICIONAL (OPCIÓN 1–COLUMNAS Y VIGAS DE ACERO).....	80
2.6.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	80
2.6.5.2 PREDISEÑO DE LA LOSA CON PLACA COLABORANTE.....	80
2.6.5.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS	83
2.6.5.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	86
2.6.5.5 PREDISEÑO DE COLUMNAS.....	88
2.6.5.6 INGRESO DE ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS AL SOFTWARE DE DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS	91
2.6.5.6.1 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES	93
2.6.5.6.2 DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES A UTILIZAR EN LA ESTRUCTURA	94
2.6.5.6.3 DEFINICIÓN DE LA PLACA COLABORANTE	95
2.6.5.6.4 DEFINICIÓN DE CARGAS	96
2.6.5.6.5 COMBINACIÓN DE CARGAS	97
2.6.5.6.6 ESCALERA METÁLICA.....	99
2.6.5.6.7 DETERMINACIÓN DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS (GRAVITACIONALES) .	100
2.6.5.6.8 ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	102
2.6.5.6.9 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	103
2.6.5.6.10 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS.....	106
2.6.5.6.11 DEFINICIÓN MASA REACTIVA SÍSMICA	106
2.6.5.6.12 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS EN ETABS.....	107
2.6.5.6.13 OPCIONES DEL ANÁLISIS	108
2.6.5.6.14 RESTRICCIONES EN ETABS.....	108
2.6.5.7 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	109
2.6.5.7.1 CONTROL DE EXCENTRICIDAD	109
2.6.5.7.2 CONTROL DE LAS DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA.....	111
2.6.5.7.3 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	113
2.6.5.7.4 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN	115
2.6.5.7.5 CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO	116
2.6.5.7.6 EFECTO P-DELTA.....	120
2.6.5.8 DISEÑO SECCIONES DE ACERO	123

2.6.5.8.1 VERIFICACIÓN DE VIGAS	123
2.6.5.8.2 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL	124
2.6.5.8.3 PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS	125
2.6.5.8.4 DISEÑO A CORTE	127
2.6.5.8.5 VERIFICACIÓN DE COLUMNAS	131
2.6.5.9 CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W.....	138
2.6.5.9.1 CRITERIO COLUMNA FUERTE- VIGA DÉBIL, SEGÚN AISC 358-2010.....	138
2.6.5.10 DISEÑO DE LA PLACA BASE.....	145
2.6.5.11 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	147
2.6.5.12 DISEÑO DE LA CADENA DE AMARRE.....	152
2.6.6 DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON ELEMENTOS COMPUESTOS (OPCIÓN 2 – COLUMNAS DE ACERO RELLENAS DE CONCRETO Y VIGAS DE ACERO INCLUYE CONECTORES DE CORTANTE)	154
2.6.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	154
2.6.6.2 INGRESO DE DATOS AL SOFTWARE DE DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS	154
2.6.6.2.1 COLUMNAS COMPUESTAS.....	154
2.6.6.2.2 INGRESO DE VIGAS SECUNDARIAS	156
2.6.6.2.3 DEFINICIÓN DE LA LOSA TIPO DECK	156
2.6.6.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	157
2.6.6.3.1 CONTROL DE EXCENTRICIDAD	157
2.6.6.3.2 CONTROL DE LAS DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA.....	158
2.6.6.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	159
2.6.6.3.4 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN	161
2.6.6.3.5 CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO	162
2.6.6.3.6 EFECTO P-DELTA	164
2.6.6.4 DISEÑO SECCIONES COMPUESTAS	167
2.6.6.4.1 COMPROBACIÓN DE VIGAS COMPUESTAS	167
2.6.6.4.2 PANDEO LATERAL TORSIONAL EN VIGAS	167
2.6.6.4.3 PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS	168
2.6.6.4.4 DISEÑO A CORTE	170
2.6.6.4.5 DISEÑO COMPUESTO DE VIGAS	173
2.6.6.4.6 COMPROBACIÓN DE COLUMNAS	185
2.6.6.4.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	189
2.6.6.5 CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W.....	193
2.6.6.5.1 CRITERIO COLUMNA FUERTE- VIGA DÉBIL, SEGÚN AISC 358-2010.....	193
2.6.6.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE.....	200
2.6.6.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN	202
2.6.6.8 DISEÑO DE LA CADENA DE AMARRE.....	207
CAPITULO III	209
3. RESULTADOS	209
3.1 PROCESOS DE CADA SISTEMA	209

3.2 COMPOSICIÓN DE SISTEMAS	209
3.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES	210
3.4 ANÁLISIS DE CANTIDAD DE ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS	210
3.5 CANTIDAD DE ACERO ESTRUCTURAL	211
3.6 ANÁLISIS ECONÓMICO	212
CAPITULO IV	213
4. DISCUSIÓN.....	213
CAPITULO V	217
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	217
5.1 CONCLUSIONES	217
5.2 RECOMENDACIONES	221
CAPITULO VI.....	222
6. PROPUESTA	222
6.1 TITULO DE LA PROPUESTA	222
6.2 INTRODUCCIÓN	222
6.3 OBJETIVOS.....	223
6.3.1 OBJETIVO GENERAL	223
6.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	223
6.4 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA	223
6.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	224
6.4.2 MÉTODO POR ÚLTIMA RESISTENCIA.....	224
6.5 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.....	226
6.6 DISEÑO ORGANIZACIONAL	262
6.7 MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA	262
CAPITULO VII.....	263
7. BIBLIOGRAFÍA.....	263
CAPITULO VIII	265
8. APÉNDICES O ANEXOS.....	265

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce	6
Figura 2: Curvas esfuerzo-deformación para tres aceros ASTM.....	7
Figura 3: Zona de Fluencia del acero estructural	8
Figura 4: Comportamiento elástico del acero estructural	8
Figura 5: Esfuerzo de agotamiento	9
Figura 6: Ductilidad – Deformación uniaria de fluencia y última	9
Figura 7: Módulo de elasticidad del acero	10
Figura 8: Pórtico no arriostrado	13
Figura 9: Edificación de acero estructural usando pórticos no arriostrados	13
Figura 10: Diagramas de momentos flectores y de esfuerzos de corte en un pórtico sometido a fuerza sísmica.....	14
Figura 11: Criterio columna fuerte- viga débil)	14
Figura 12: Vigas y columnas de pórticos no arriostrados.....	15
Figura 13: Sistema de pórticos a momento.....	15
Figura 14: Mecanismos de falla en SMF	16
Figura 15: Deriva de piso θ (rad)	17
Figura 16: Sistema columna fuerte – viga débil.....	17
Figura 17: Momento columna-viga	18
Figura 18: Arriostramiento lateral torsional en vigas.....	20
Figura 19: Vigas compuestas	22
Figura 20: Columna de acero estructural relleno de concreto	23
Figura 21: Sección compuesta y no compuesta	24
Figura 22: Losa compuesta con placa colaborante.....	25
Figura 23: Falla por compresión del concreto	29
Figura 24: Falla por plastificación del acero.....	29
Figura 25: Pérdida de acción compuesta	30
Figura 26: Pandeo general de una columna compuesta.....	30
Figura 27: Inestabilidad en vigas compuestas.....	30
Figura 28: Fisuración.....	31
Figura 29: Área transformada de concreto.....	32
Figura 30: Posibles ubicaciones del ENP	34
Figura 31: Placa colaborante.....	35
Figura 32: Valores de R_g y R_p para losas con placa colaborante	36
Figura 33: Rectángulo de compresión equivalente.	37
Figura 34: Eje neutro plástico en la losa de concreto.....	37
Figura 35: Eje neutro en el ala superior de la viga de acero	38
Figura 36: Eje neutro en el alma de la sección de acero.....	39
Figura 37: Eje neutro en el ala superior de la viga	40
Figura 38: Eje neutro en el alma de la viga de acero.....	41
Figura 39: Nervios perpendiculares a la viga.....	42
Figura 40: Nervios paralelos a la viga.	42
Figura 41: Componente de la sección compuesta.	43
Figura 42: Ancho efectivo del ala	43
Figura 43: Distribución de esfuerzo en la losa.....	44
Figura 44: Conectores de cortante.....	45
Figura 45: Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero.	45
Figura 46: Capacidad plástica de la acción compuesta	46
Figura 47: Ubicación de conectores en cargas concentradas.....	49

Figura 48: Arreglo de conectores	50
Figura 49: Conexión WUF-W	53
Figura 50: Detalles de la parte superior e inferior de la conexión WUF.W.	55
Figura 51: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	65
Figura 52: Configuración estructural recomendadas.....	73
Figura 53: Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.....	73
Figura 54: Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleración del sismo de diseño.....	79
Figura 55: Propiedades de acero laminado IPE	84
Figura 56: Propiedades de acero laminado IPE	87
Figura 57: Esfuerzo crítico disponible para miembros a compresión	90
Figura 58: Inicio de un nuevo modelo.....	91
Figura 59: Datos de malla en planta	92
Figura 60: Datos de malla en elevación.....	92
Figura 61: Propiedades del material acero A36	93
Figura 62: Propiedades del concreto	94
Figura 63: Columna de acero	94
Figura 64: Viga de acero.....	95
Figura 65: Propiedades de la placa colaborante	95
Figura 66: Cargas en la estructura.....	96
Figura 67: Carga sísmica	96
Figura 68: Datos de combinación de carga.....	98
Figura 69: Creación del estado de carga envolvente.	98
Figura 70: Escaleras metálicas	100
Figura 71: Asignación de cargas gravitacionales	100
Figura 72: Asignación de cargas uniformes.....	101
Figura 73: Asignación de cargas uniformes.....	101
Figura 74: Espectro de respuesta	102
Figura 75: Definición del Espectro Inelástico.....	103
Figura 76: Ingreso de un nuevo caso de carga	103
Figura 77: Casos de espectro de respuesta en el sentido X.....	104
Figura 78: Casos de espectro de respuesta en el sentido Y.....	105
Figura 79: Creación de diafragmas.....	106
Figura 80: Definición de la masa reactiva sísmica.....	106
Figura 81: Asignación del sistema SMF.....	107
Figura 82: Selección de los grados de libertad.....	108
Figura 83: Asignación de restricciones.....	108
Figura 84: Análisis de la estructura	109
Figura 85: Activación de masas y rigideces.....	109
Figura 86: Centro de masas y rigideces generado por el Etabs.....	110
Figura 87: Deriva de piso en el sentido X	111
Figura 88: Deriva de piso en el sentido Y	112
Figura 89: Modos de vibración	113
Figura 90: Traslacional - primer modo de vibración.....	114
Figura 91: Traslacional - segundo modo de vibración	114
Figura 92: Rotacional - tercer modo de vibración.....	114
Figura 93: Definición del coeficiente del cortante basal	117
Figura 94: Peso y el cortante basal de la estructura.....	117
Figura 95: Cortante basal estático y dinámico	118
Figura 96: Cambiar caso DINAMICO XX	119
Figura 97: Ingreso de fc1 en el software	119

Figura 98: Ingreso de f_c2 en el software	119
Figura 99: Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico.....	120
Figura 100: Secciones de vigas y columnas (Opción 1).....	137
Figura 101: Nudo B2	138
Figura 102: Diagrama de cuerpo libre	140
Figura 103: Corte en la viga izquierda (V 250x150x5x10).....	141
Figura 104: Corte en la viga derecha (V 250x120x4x8)	141
Figura 105: Diagrama de cuerpo libre de momentos en vigas y columnas	142
Figura 106: Carga axial columna B2.....	143
Figura 107: Secuencia para utilizar secciones compuestas.....	155
Figura 108: Creación de la seccion de acero que incluye el núcleo de concreto.....	155
Figura 109: Sección compuesta.....	155
Figura 110: Asignación de propiedades de la placa colaborante	156
Figura 111: Análisis de la estructura	157
Figura 112: Centro de masas y rigideces generado por el Etabs.....	157
Figura 113: Chequeo de la deriva de piso en el sentido X	158
Figura 114: Chequeo de la deriva de piso en el sentido Y	158
Figura 115: Traslacional - primer modo de vibración.....	160
Figura 116: Traslacional - segundo modo de vibración	160
Figura 117: Rotacional - tercer modo de vibración.....	160
Figura 118: Peso y el cortante basal de la estructura.....	162
Figura 119: Cortante basal estático y dinámico	162
Figura 120: Ingreso de f_c1 en el software.....	163
Figura 121: Ingreso de f_c2 en el software.....	163
Figura 122: Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico	164
Figura 123: Secciones de vigas y columnas (Opción 2).....	192
Figura 124: Nudo B2	193
Figura 125: Diagrama de cuerpo libre	195
Figura 126: Corte en la viga izquierda (V 250x150x5x10).....	196
Figura 127: Corte en la viga derecha (V 250x120x4x8)	196
Figura 128: Diagrama de cuerpo libre de momentos en vigas y columnas	197
Figura 129: Carga axial columna B2.....	198
Figura 130: Composición de sistemas	209
Figura 131: Componentes estructurales.....	210
Figura 132: Excentricidad en planta en sentido X-X	214
Figura 133: Excentricidad en planta en sentido Y-Y	214
Figura 134: Deriva de piso en sentido X-X.....	215
Figura 135: Desplazamiento de la estructura en sentido X-X	216
Figura 136: Desplazamiento de la estructura en sentido Y-Y	216
Figura 137: Cantidad de acero estructural en las vigas	219
Figura 138: Cantidad de acero estructural en las columnas.....	219
Figura 139: Comparación económica de las dos estructuras.	220
Figura 140: Procedimiento análisis estructural	224
Figura 141: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	229
Figura 142: Configuraciones estructurales recomendadas	236
Figura 143: Área transformada de concreto.....	245
Figura 144: Posibles ubicaciones del ENP	247
Figura 145: Valores de R_g y R_p para losas con placa colaborante	248
Figura 146: Eje neutro plástico en la losa de concreto	249
Figura 147: Eje neutro en el ala superior de la viga de acero	249

Figura 148: Eje neutro en el alma de la sección de acero.....	250
Figura 149: Eje neutro en el ala superior de la viga.....	251
Figura 150: Eje neutro en el alma de la viga de acero.....	252
Figura 151: Nervios perpendiculares a la viga.....	253
Figura 152: Nervios paralelos a la viga.	253
Figura 153: Componente de la sección compuesta.	254
Figura 154: Ancho efectivo del ala	254
Figura 155: Distribución de esfuerzo en la losa.....	255
Figura 156: Capacidad plástica de la acción compuesta	255
Figura 157: Ubicación de conectores en cargas concentradas	258
Figura 158: Arreglo de conectores	259
Figura 159: Diseño Organizacional.....	262

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Propiedades del acero estructural	5
Tabla 2: Tensiones cedentes y de agotamiento de algunos aceros.....	5
Tabla 3: Valores de deriva máx., expresados como fracción de la altura de piso.....	20
Tabla 4: Carga sísmica reactiva.	21
Tabla 5: Combinaciones de carga	27
Tabla 6: Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.....	28
Tabla 7: Resistencia nominal al cortante de pernos tipo espárrago.	48
Tabla 8: Requerimientos generales de la conexión (WUF-W).	54
Tabla 9: Operacionalización de variables.....	58
Tabla 10: Actividades y procedimientos realizados en la investigación.	60
Tabla 11: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas	62
Tabla 12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	64
Tabla 13: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	65
Tabla 14: Clasificación de los perfiles de suelo diseño sísmico	66
Tabla 15: Tipo de suelo y factores de sitio Fa	67
Tabla 16: Tipo de suelo y factores de sitio Fd	67
Tabla 17: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs	68
Tabla 18: Coeficiente Ct que depende el tipo de edificio.....	69
Tabla 19: Factor r, usado en el espectro de diseño elástico	70
Tabla 20: Valores de η	70
Tabla 21: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	71
Tabla 22: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	72
Tabla 23: Propiedades de la placa colaborante de 0.65 mm	80
Tabla 24: Carga viva sobreimpuesta	80
Tabla 25: Comprobación de la excentricidad	110
Tabla 26: Participación modal	116
Tabla 27: Deriva de piso Δ_i	121
Tabla 28: Cortante sísmico	121
Tabla 29: Suma de la carga total vertical sin mayorar	122
Tabla 30: Índice de estabilidad.....	122
Tabla 31: Chequeo de arriostamiento lateral	125
Tabla 32: Chequeo compactación del ala de la viga.	126
Tabla 33: Chequeo compactación del alma de la viga.	126
Tabla 34: Comprobación de la resistencias de las vigas.....	130
Tabla 35: Cálculo de diseño a corte de elementos compactos.	130
Tabla 36: Comprobación del ala compacta.....	132
Tabla 37: Comprobación del alma compacta.....	132
Tabla 38: Columna mas cargada axialmente	133
Tabla 39: Esbeltez de las columnas.....	134
Tabla 40: Propiedades del acero estructural A36.....	138
Tabla 41: Propiedades de las secciones del nudo.....	139
Tabla 42: Comprobación de la excentricidad	157
Tabla 43: Participación modal	161
Tabla 44: Deriva de piso	165
Tabla 45: Cortante sísmico	165
Tabla 46: Carga vertical total sin mayorar.....	166
Tabla 47: Coeficientes de estabilidad Q_i de la estructura.....	166
Tabla 48: Chequeo de arriostamiento lateral	167

Tabla 49: Chequeo compactación ala de la viga	168
Tabla 50: Chequeo compactación alma de la viga	169
Tabla 51: Comprobación de la resistencias de la vigas	172
Tabla 52: Cálculo de diseño a corte de elementos compactos.....	172
Tabla 53: Comprobación de sección compacta.....	187
Tabla 54: Espesor mínimo de acero	188
Tabla 55: Columna mas cargada axialmente	189
Tabla 56: Propiedades del acero estructural A36.....	193
Tabla 57: Propiedades de las secciones del nudo.....	194
Tabla 58: Cantidad de acero de columnas – Opción 1	211
Tabla 59: Cantidad de vigas secundarias y principales – Opción 1	211
Tabla 60: Cantidad de acero en columnas – Opción 2	212
Tabla 61: Cantidad de acero en vigas – Opción 2.....	212
Tabla 62: Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.....	226
Tabla 63: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	228
Tabla 64: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	229
Tabla 65: Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico.....	230
Tabla 66: Tipo de suelo y factores de sitio Fa	231
Tabla 67: Tipo de suelo y factores de sitio Fd	231
Tabla 68: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs	232
Tabla 69: Coeficiente Ct que depende el tipo de edificio.....	233
Tabla 70: Factor r, usado en el espectro de diseño elástico	233
Tabla 71: Valores de η	234
Tabla 72: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	235
Tabla 73: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limada.....	236
Tabla 74: Valores de Δm max, expresados como fracción de la altura de piso.....	237
Tabla 75: Resistencia nominal al cortante de pernos tipo espárrago.....	258
Tabla 76: APU Acero estructural A-36, Inc. Montaje.....	268
Tabla 77: APU Malla electrosoldada 5X15X15	269
Tabla 78: APU Placa colaborante de acero $e=0.65$ mm	270
Tabla 79: APU Hormigón premezclado ($f'c=210$ kg/cm ²) en losa sobre deck	271
Tabla 80: APU Hormigón simple cadenas $f'c= 210$ kg/cm ² , incluye encofrado	272
Tabla 81: APU Replanteo cadenas $f'c= 210$ kg/cm ²	273
Tabla 82: APU Plinto hormigón simple $f'c= 210$ kg/cm ² , incluye encofrado.....	274
Tabla 83: Replanteo plintos H.S $f'c= 210$ kg/cm ²	275
Tabla 84: APU Acero de refuerzo $F'y= 4200$ kg/cm ² 8-12 mm (con alambre galvanizado N° 18)	276
Tabla 85: APU Acero de refuerzo $F'y= 4200$ kg/cm ² 14-32 mm (con alambre galvanizado N° 18)	277
Tabla 86: APU Hormigón simple pedestal gradas $f'c=210$ kg/cm ² , incluye encofrado.....	278
Tabla 87: Presupuesto de obra – Opción 1	279
Tabla 88: APU Acero estructural A-36, Inc. Montaje.....	281
Tabla 89: APU Malla electrosoldada 5X15X15	282
Tabla 90: APU Placa colaborante de acero $e=0.65$ mm	283
Tabla 91: APU Hormigón premezclado ($f'c=210$ kg/cm ²) en losa sobre deck	284
Tabla 92: APU Hormigón simple cadenas $f'c= 210$ kg/cm ² , incluye encofrado	285
Tabla 93: APU Replanteo cadenas $f'c= 210$ kg/cm ²	286
Tabla 94: APU Plinto hormigón simple $f'c= 210$ kg/cm ² , incluye encofrado.....	287
Tabla 95: Replanteo plintos H.S $f'c= 210$ kg/cm ²	288

Tabla 96: APU Acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 8-12 mm (con alambre galvanizado N° 18)	289
Tabla 97: APU Acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 14-32 mm (con alambre galvanizado N° 18)	290
Tabla 98: APU Hormigón simple pedestal gradas $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado	291
Tabla 99: APU Hormigón premezclado $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, en columnas	292
Tabla 100: APU Conectores de Cortante	293
Tabla 101: Presupuesto de obra – Opción 2	294

RESUMEN

“El desarrollo de la industria de la construcción ha causado que cada día el hombre vaya creando nuevas estructuras y de mayores tamaños buscando eficiencia y economía, debido a la importancia de estos aspectos y a la estética, ingenieros y arquitectos recurren actualmente al diseño compuesto” (Navarrete, 2003).

En el presente estudio se realiza la comparación de dos estructuras, una estructura de acero tradicional (columnas y vigas de acero) y una estructura compuesta (columnas de acero rellenas de concreto y vigas de acero que trabajan monolíticamente con la losa por medio de conectores de cortante), ambas de 2 pisos, cuya ocupación será para vivienda, ubicada en la ciudad de Riobamba. El diseño de una edificación con elementos compuestos presenta grandes ventajas tanto estructurales como económicas, debido a la combinación del acero estructural que presenta una buena ductilidad, alta resistencia y el concreto que tiene buen comportamiento ante solicitaciones de compresión. Al combinarlos se puede llegar a tener propiedades que no presentarían si se construyera con cada uno de los materiales por separado. Para la simulación en acero estructural tradicional se utiliza tubos estructurales cuadrados en columnas, vigas tipo I y losas con deck metálico. Por otro lado, en la edificación con secciones compuestas se utiliza columnas de acero estructural cuadradas rellenas de concreto, vigas tipo I, losas con deck metálico y conectores de corte; las estructuras estarán conformadas por perfiles de acero formado por placas soldadas. Se realiza la comparación estructural, de peso y de costo de ambas edificaciones. El tipo de estudio utilizado fue documental, comparativo, descriptivo y científico. La estructura está ubicada en territorio ecuatoriano, así que para su diseño especialmente sismo resistente se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), así también en normas internacionales como las especificaciones AISC 360-2010, AISC 341-10, AISC 358-10, con el antecedente de que la normativa nacional toma como referencia a estas especificaciones.

ABSTRACT

ABSTRACT

The development of the building industry has caused that the man goes creating new structures and larger sizes looking for efficiency and economy every day “since of the importance of these aspects and aesthetics, engineers and architects currently resort to complex design (Navarrete, 2003). In the present study the comparison between two structures, a traditional steel structure (columns and steel beams) and a compound structure (steel columns filled with concrete and steel beams working monolithically with the slab by means of connectors of Cutting), both of two floors, whose occupation will be for housing, located in Riobamba city. The design of structures with combined elements made of steel and concrete is considered highly current ever since composite constructions has great advantages such as structural as economics, due to the combination of steel structure that offer a good ductility and its concrete represent an alternative with very good structural performance in front of requirements of compression, as a result of the synergic combination of structural steel which presents great advantages that is for its high resistance and the concrete. To combine both of them, it can get properties that do not be possible, if it was built with each one of the materials in a separate way. For the simulation in a traditional structural steel are used square tubs in columns, type I beams and slabs with metal deck. On the other hand, in the building with composite sections are used concrete structural steel columns filled with concrete, beams type I and slabs with metal deck; The structures will be formed by steel profiles molded by welded plates. The structural comparison of weight and cost of both buildings is carried out. The type of study used was documentary, comparative, descriptive and scientific. The structure is located in Ecuadorian territory, so for its design especially resistant earthquake is based on the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15), as well as international standards such as AISC 360-2010, AISC 341-10, AISC 358-10, with the antecedent that the national legislation takes as reference to these specifications


Reviewed by: López, Ligia



Language Center Teacher

INTRODUCCIÓN

En las cercanías de la antigua Riobamba se presentó el epicentro del sismo histórico más catastrófico de la época colonial, ocurrido en 1797, provocando inclusive la reubicación de la ciudad a donde se encuentra en la actualidad; en el capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 se ubica a la ciudad de Riobamba dentro de la zona V considerada de alto peligro sísmico, por lo que en la presente investigación se analiza el comportamiento estructural tomando en cuenta las recomendaciones de la NEC 2015, en su capítulo de Estructuras de Acero, donde se establece parámetros para un diseño sismo resistente.

Las estructuras de acero están sometidas a diferentes cargas, una de las que más pueden afectar su normal funcionamiento a lo largo de su vida útil es el sismo, el mismo presenta diferentes niveles en función de su ubicación. Por esta razón, es importante establecer un sistema estructural adecuado para soportar solicitaciones laterales con el balance adecuado de resistencia, ductilidad y rigidez.

En Ecuador, el uso de secciones compuestas (columnas de sección tubular rellenas de concreto y vigas que trabajen en conjunto con la losa por medio de conectores de cortante) ha ido aumentando, pues al combinar estos dos materiales y al lograr que trabajen monolíticamente, tanto columnas y vigas alcanzan propiedades superiores a las que tendrían si trabajaran cada uno de los materiales independientemente.

Seleccionar el material con el cual se construirá una estructura es muy importante al momento de diseñar, muchas veces por razones económicas como estructurales, que ayudan a que el sistema estructural tengan un buen desempeño durante su vida útil, por esta razón en la presente investigación se realizará la comparación estructural, de peso y de costo de ambas edificaciones.

El concreto ha sido un material muy usado por sus ventajas especialmente económicas, en los últimos tiempos el acero se ha ido posicionando en nuestro medio por sus beneficios relacionados con su alta resistencia, su buena ductilidad y su peso, entre otras propiedades que ofrece el material tanto en el diseño como la construcción; aunque tiene desventajas por su costo elevado.

CAPITULO I

1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1 DEFINICIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural es una aleación que está compuesta generalmente con más del 98% de hierro. También contiene pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero estructural. La dureza y la resistencia del acero aumentan con el porcentaje de carbono. Desafortunadamente una mayor cantidad de carbono hará que el acero sea más frágil y afectará su soldabilidad. Si se reduce el contenido de carbono, el acero se hará más suave y más dúctil, pero también más débil. La adición de elementos tales como cromo, silicio y níquel produce aceros con resistencias considerablemente más altas. Aunque con frecuencia son muy útiles, estos aceros son considerablemente más caros y con frecuencia no son tan fáciles de fabricar (McCormac, 2012, p. 18).

(McCormac, 2012) menciona que los aceros al carbono tienen como principales elementos de resistencias al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono tienen sus contenidos limitados a los siguientes porcentajes máximos: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono:

- Acero de bajo contenido de carbono: 0.15%.
- Acero dulce: 0.15 a 0.29%. (aceros estructurales al carbono A-36)
- Acero medio al carbono: 0.30 a 0.59%.
- Acero con alto contenido de carbono: 0.60 a 1.70% (p. 21).

1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

Los aceros pueden clasificarse según:

- Su composición química
- Su contenido de óxidos
- Sus propiedades mecánicas
- Su calidad

A. ACEROS SEGÚN SU COMPOSICIÓN QUÍMICA.

- Aceros sin alear
- Aceros semi-aleados
- Aceros aleados

Las aleaciones influyen en las propiedades del acero. Entre los metales de aleación se pueden citar el cobre (Cu), el níquel (Ni), el aluminio (Al), el silicio (Si), el manganeso (Mn) y el cromo (Cr). El fósforo y el azufre generalmente se segregan, ya que constituyen impurezas difíciles de eliminar. El cromo mejora notablemente la resistencia a la corrosión y al desgaste, así como el cobre incrementa su ductilidad y también mejora la resistencia a la corrosión. El manganeso facilita la soldabilidad y el molibdeno permite una mejor deformación en frío; el níquel incrementa la resistencia a la tracción y el aluminio le confiere al material características de no envejecimiento y una estructura de grano fino, con buenas propiedades de soldabilidad (Fratelli, 2003, p. 34).

B. ACEROS SEGÚN SU CONTENIDO DE ÓXIDOS.

- Aceros efervescentes
- Aceros semi-calmados
- Aceros calmados

Aceros efervescentes

La primera reducción del acero en el horno provoca la fusión de los óxidos contenidos en el mineral. Para activar el proceso, se agregan generalmente elementos ávidos de oxígeno, tales como el carbono, el manganeso, propiciando la formación de monóxido y dióxido de carbono. Cuando la desoxidación de acero líquido resulta débil, se obtienen metales con alto grado de segregación y concentración de elementos. Evidencia de ello es la formación en el lingote de

una piel exterior relativamente pura durante su solidificación y enfriamiento, mientras que en el interior de la masa su composición química se ve alterada por impurezas tales como el azufre y el fósforo, que debilitan el acero, disminuyendo su calidad y haciéndolo poco apto para soldar (Fratelli, 2003, p. 34).

Aceros semi-calmados

Son los aceros parcialmente desoxidados con propiedades intermedias entre los aceros efervescentes y los calmados. Se usan preferentemente en la fabricación de perfiles estructurales, barras y planchas (Fratelli, 2003, p. 35)

Aceros calmados

Son los aceros completamente desoxidados, en los cuales no existen reacciones posteriores del carbono con el oxígeno, durante la solidificación y conformación de lingotes. Estos aceros presentan una estructura cristalina homogénea, de composición química uniforme, apta para la fabricación de tubos sin costura, rieles y piezas forjadas. Los aceros calmados ofrecen excelentes características mecánicas, buenas posibilidades de ser soldados y gran ductilidad. Con fines estructurales, se los emplea generalmente en perfiles de espesor considerable, que deban soportar fuertes solicitaciones (Fratelli, 2003, p. 35).

Aceros según sus propiedades mecánicas.

- Acero común (acero dulce)
- Aceros de alta resistencia
- Aceros especiales

(Fratelli, 2003) menciona que “las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos” (p. 35).

Las siguientes propiedades, son comunes a todos los aceros:

Tabla 1: Propiedades del acero estructural

Peso específico	7850 Kg/m ³
Módulo de elasticidad longitudinal o (Young)	E= 2,1x10 ⁶ Kg/cm ²
Módulo de elasticidad transversal o (módulo de Corte)	G= E/2 (1+ μ)
Coefficiente de Poisson	μ = 0,3 (en rango elástico) μ = 0,5 (en rango elástico)
Coefficiente de dilatación térmica	α = 11,7 x 10 ⁻⁶ / °C

Fuente: (Fratelli, 2003, p. 35)

El acero común, también conocido como acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción de puentes y edificios. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0.12 y el 0.6% en peso). Entre estos aceros están el ASTM A36. La variación en el contenido de carbono resulta decisiva en las propiedades mecánicas de los diferentes aceros. Por otra parte, las aleaciones también contribuyeron a mejorar la resistencia. Los aceros de alta resistencia son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre el 1.4 y el 1.7% de peso) o por aleaciones adecuadas, si bien su ductilidad se ve drásticamente disminuida. En algunos casos, las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados, o por trabajos en frío. Los aceros especiales se fabrican con sofisticadas aleaciones, para cubrir necesidades específicas, y no todos son adecuados para su aplicación estructural. Por ejemplo, los aceros de los cascos de submarinos, naves espaciales o los usados para la construcción de máquinas de alta precisión (Fratelli, 2003, p. 36).

Tabla 2: Tensiones cedentes y de agotamiento de algunos aceros

Designación ASTM	ESFUERZO ksi		ESFUERZO kg/cm²	
	F_y	F_u	F_y	F_u
A36	36	58	2531	4078
A572 Gr 50	50	65	3515	4570
A588 Gr 50	50	70	3515	4921

Fuente: (Jaramillo, 2016)

1.3 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL

El diagrama esfuerzo-deformación da a conocer información muy valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero ante una situación dada. El mayor esfuerzo de la curva dentro del rango elástico para el que todavía es válida la Ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación, se denomina *límite de proporcionalidad*. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se denomina *límite elástico* (McCormac, 2012, p. 13).

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin aumento de carga, se denomina esfuerzo de *fluencia*. Una estructura de acero tiene una reserva de deformación inelásticas que le permite resistir sobrecargas e impactos repentinos. Si no tuviera esta capacidad, se podría fracturar o romper repentinamente (McCormac, 2012, p. 14).

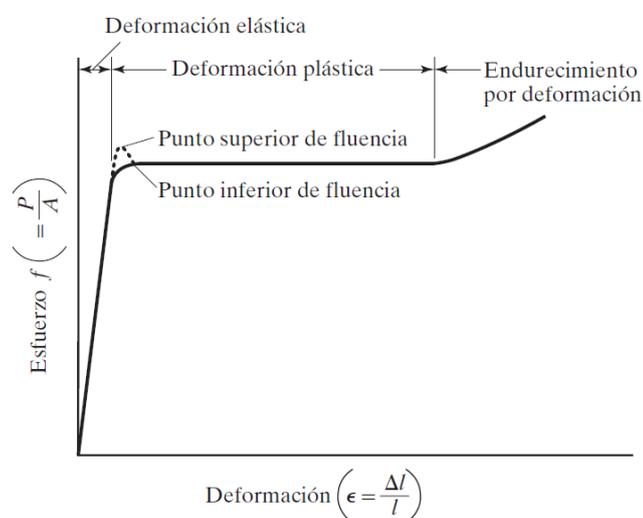


Figura 1: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce

Fuente: (McCormac, 2012, p. 15)

El acero estructural es un material de fabricación industrializada, lo que genera confiabilidad de un adecuado control de calidad en planta. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente es decir sin romperse), por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismo resistentes (Crisafulli, 2014, p. 5).

En el diseño y análisis de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es el esfuerzo de fluencia F_y . Complementariamente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción, F_u . Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado. Los aceros convencionales presentan resistencias menores y mayor ductilidad, mientras que los aceros de alta resistencia en general presentan una menor ductilidad (Crisafulli, 2014, p. 5).

El módulo de elasticidad establecido en el capítulo de estructuras de acero de la NEC-2015 es $E= 200000 \text{ MPa}$ (29000 ksi), en la normativa nacional trabaja en unidades inglesas, sin embargo se adopta valor del módulo de elasticidad expresado en el sistema métrico $E= 2\ 100\ 000 \text{ kg/cm}^2$.

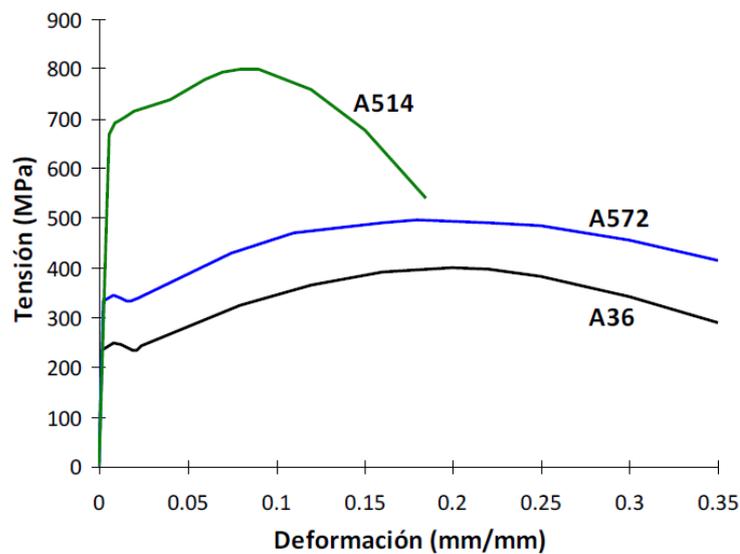


Figura 2: Curvas esfuerzo-deformación para tres aceros ASTM

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 6)

1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

Para obtener las propiedades mecánicas del acero es necesario determinar la curva esfuerzo-deformación que varían dependiendo de su composición química y sus procesos de fabricación (Fratelli, 2003, p. 35).

1.4.1 ESFUERZO DE FLUENCIA (F_y)

En los aceros elasto-plásticos (acero común) el esfuerzo de cedencia F_y es el valor para el cual las deformaciones se incrementan notablemente sin aumento de carga (Fratelli, 2003, p. 38).

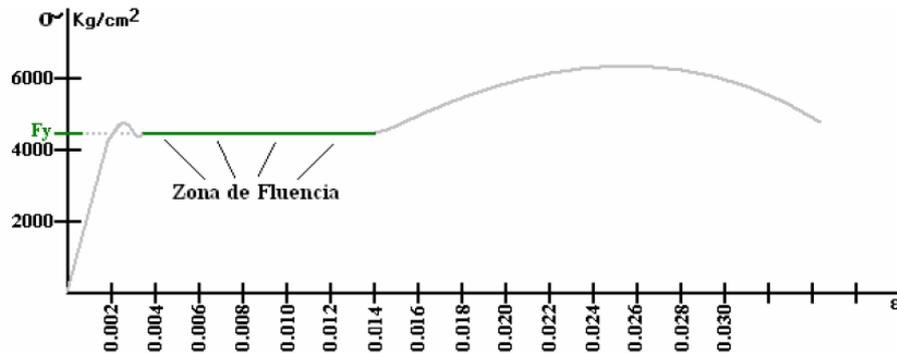


Figura 3: Zona de Fluencia del acero estructural

Fuente: (Romo, 2008, p. 45)

1.4.2 LÍMITE DE PROPORCIONALIDAD (f_{pr})

Es el esfuerzo máximo dentro del rango elástico para el cual es válida la ley de Hooke, donde los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones. f_{pr} , indica el rango de esfuerzo para el que será válida la suposición de acción elástica (Fratelli, 2003, p. 39).

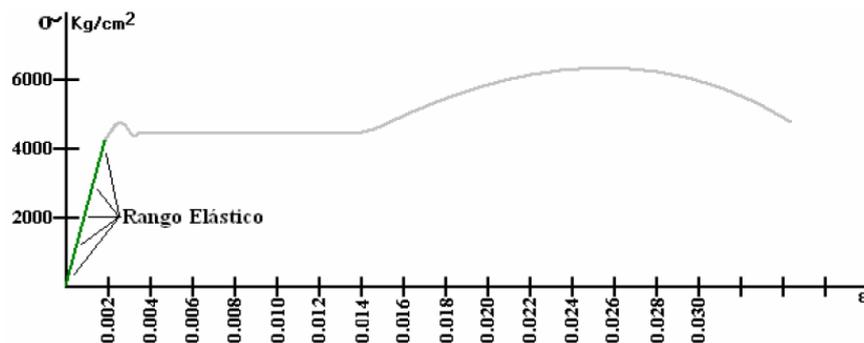


Figura 4: Comportamiento elástico del acero estructural

Fuente: (Romo, 2008, p. 45)

1.4.3 TENSIÓN DE AGOTAMIENTO (F_u)

Es el esfuerzo correspondiente a la carga máxima alcanzada en la prueba de tracción uniaxial. La relación F_u/F_y mide la reserva de la resistencia, bajo determinadas condiciones de carga (Fratelli, 2003, p. 39).



Figura 5: Esfuerzo de agotamiento

Fuente: (Romo, 2008, p. 47)

1.4.4 DUCTILIDAD

Es el índice de la deformabilidad inelástica, medida según el porcentaje de alargamiento, es decir es la capacidad del acero para resistir grandes deformaciones plásticas sin romperse, es decir sin perder su capacidad resistente.

El factor de ductilidad se designa por la relación ϵ_u/ϵ_y , donde el subíndice “u” es indicativo de condición de agotamiento, y el subíndice “y” de cedencia (Fratelli, 2003, p. 39).

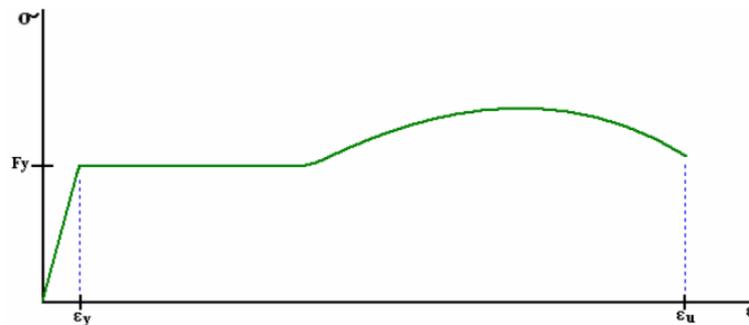


Figura 6: Ductilidad – Deformación uniaria de fluencia y última

Fuente: (Romo, 2008, p. 48)

1.4.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD LONGITUDINAL (E)

Modulo de Young, es la relación entre el esfuerzo y la deformación elástica resultante. En el diagrama esfuerzo-deformación E resulta la pendiente de la curva en rango elástico donde se cumple la Ley de Hooke. Para todos los aceros E, tiene un valor prácticamente constante (Fratelli, 2003, p. 39).

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

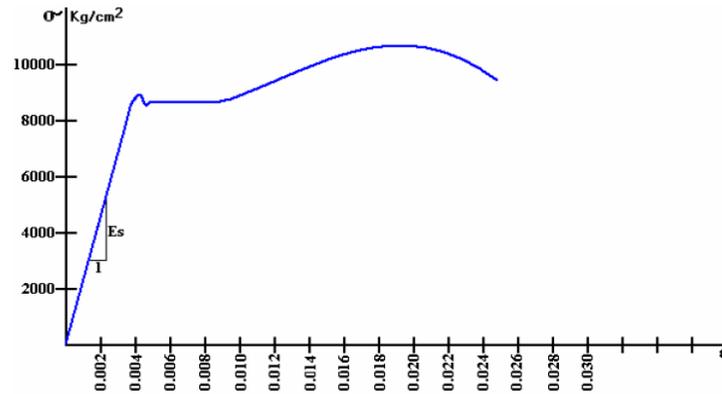


Figura 7: Módulo de elasticidad del acero

Fuente: (Romo, 2008, p. 48)

1.4.6 COEFICIENTE DE POISSON (μ)

Es la relación entre la deformación transversal y la longitudinal del elemento solicitado por carga axial. Los ensayos demuestran que el alargamiento de la barra en la dirección longitudinal va acompañado de un estrechamiento transversal proporcional (Fratelli, 2003, p. 40).

$$\mu = -\frac{\varepsilon_{trans}}{\varepsilon_{long}}$$

Para el acero en rango elástico se acepta $\mu = 0,3$

1.4.7 MÓDULO DE ELASTICIDAD TRANSVERSAL (G)

Módulo de corte, G representa la relación del esfuerzo cortante, a la deformación unitaria por corte, dentro del rango elástico (Fratelli, 2003, p. 40).

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Para los aceros estructurales puede adoptarse $G = 845000 \text{ kg/cm}^2$

1.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Una estructura puede ser concebida como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se unen en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro

de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas (Cuevas, 2005, p. 13).

El análisis estructural, es decir, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y de las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Éstas influyen tanto en el valor del peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico, el proyectista va ajustando los datos iniciales, a medida que afina el análisis. Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente preciso. El grado de precisión que trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las acciones que realmente actuarán sobre ella (Cuevas, 2005, p. 14).

1.6 DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICACIONES DE ACERO ESTRUCTURAL

Para un diseño sismo resistente adecuado de secciones de acero estructural se toma como guía principal el reglamento (AISC 341, 2010), que presenta parámetros para que los elementos que forman el sistema estructural sean sísmicamente compactos, mismo requisito de (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 29).

Al tener un adecuado diseño sismo resistente, se cumple con un punto muy importante, como es la preservación de vidas humanas, buscando que la estructura incurriere en el rango inelástico de forma estable y disipe energía, controlando el daño ocasionado por un evento sísmico. Llegamos a este objetivo induciendo, mediante un diseño adecuado, la formación de un sistema de columna fuerte y viga débil. Logrando que ante un sismo las vigas incurrieren en el rango inelástico antes que las columnas que estructuralmente son mucho más importantes se mantengan trabajando en el rango elástico y se evita un mecanismo de colapso de piso. Así se logra tener un sistema dúctil, capaz de experimentar deformaciones substanciales bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga.

Un apropiado diseño sismo resistente se puede dar si se toma la siguiente secuencia, mismos que han sido llevados a cabo en el presente trabajo investigativo:

- Se debe seleccionar el sistema de pórticos estructural más acorde a la arquitectura y tomando en cuenta el lugar de implantación del proyecto, en la presente investigación se escoge los pórticos especiales resistentes a momento, por su elevada ductilidad, ya que Riobamba está ubicada en la zona V, considerada de alto peligro sísmico.
- Realizar el pre dimensionamiento de los elementos correspondientes a los pórticos del sistema estructural, como son las columnas, vigas y losa.
- Cuantificar las cargas gravitacionales y laterales a las que estará expuesta la estructura.
- Modelar la estructura en el software de diseño estructural Etabs.
- Constatar el adecuado comportamiento de los elementos estructurales como son excentricidades, derivas, modos de vibración, entre otros requerimientos basándose en las normativas.
- Revisar las dimensiones de los miembros basado en los parámetros establecidos en la (NEC 2015), (AISC 360, 2010), (AISC 341, 2010) y (AISC 358, 2010), si los mismos no satisfacen los requerimientos se debe redimensionar los elementos, hasta hallar las secciones óptimas.
- Se analiza por medio del diseño de corte que las vigas no necesitan rigidizadores, así también que se cumplan las limitaciones sísmicas para ver si se necesita o no arriostamientos laterales.

1.6.1 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento, son ensambles rectilíneos de vigas (horizontal) y columnas (vertical) conectadas entre sí mediante soldadura, pernos o ambos. Los elementos componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, también se los denomina como “pórticos a momento” (Crisafulli, 2014, p. 68).

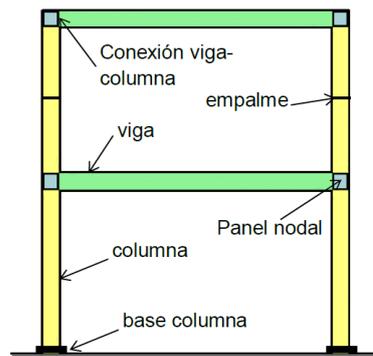


Figura 8: Pórtico no arriostrado

Fuente: (Crisafulli, 2014, pág. 68)

Los pórticos no arriostrados se caracterizan por su elevada capacidad de disipación de energía e incursión en el rango inelástico. La especificación (AISC 341, 2010) considera tres niveles de desempeño, así tenemos: pórticos especiales a momento, intermedios u ordinarios.

Para la presente investigación se analiza los lineamientos de los pórticos no arriostrados especiales, debido a que la edificación se implantará en la ciudad de Riobamba que es considerada una zona altamente sísmica.



Figura 9: Edificación de acero estructural usando pórticos no arriostrados

1.6.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS

Las diferentes cargas que actúan sobre los pórticos no arriostrados inducen esfuerzos internos, controlando el diseño los momentos flectores. Para el caso particular de la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde se pueden formar rótulas plásticas para admitir la disipación de energía por fluencia del acero (Crisafulli, 2014, p. 68).

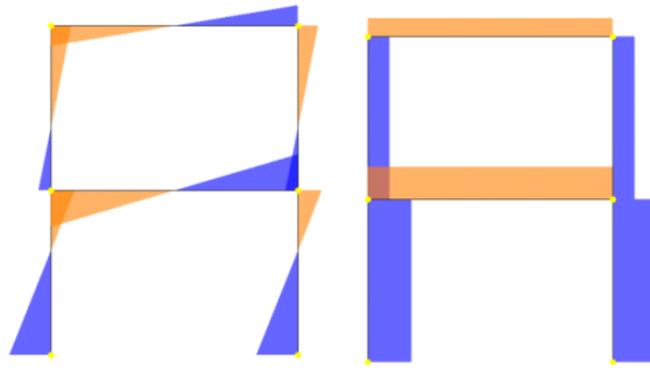


Figura 10: Diagramas de momentos flectores y de esfuerzos de corte en un pórtico sometido a fuerza sísmica.

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 68)

Se puede lograr una excelente respuesta estructural si se induce, a través de un diseño adecuado, la formación de un mecanismo de “columna fuerte - viga débil” (Crisafulli, 2014, p. 68).

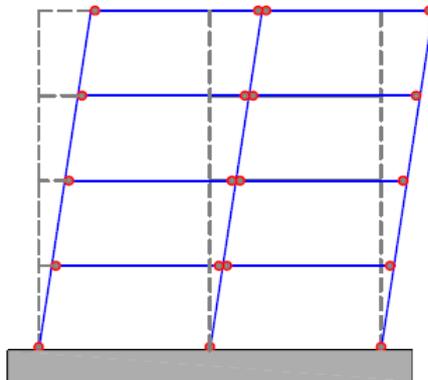


Figura 11: Criterio columna fuerte- viga débil)

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 69)

1.6.3 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES A MOMENTO

Los pórticos no arriostrados especiales a momento (SMF), son los que presentan una elevada ductilidad y capacidad de disipación de energía, por ello se diseñan con un factor de respuesta sísmica elevada. Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas, es decir las rótulas plásticas se formen en los extremos de las mismas, mientras que las columnas permanezcan resistentes en el rango elástico, así evitar el colapso parcial o total de la estructura, por un mecanismo de entrepiso débil, al ser las columnas estructuralmente más importantes.



Figura 12: Vigas y columnas de pórticos no arriostrados

Fuente: (McCormac, 2012, pág. 565)

La estructura conformada con pórticos especiales resistentes a momento debe ser calculadas y diseñadas para evitar la cendencia por corte en el nudo, evitar la cendencia por flexión y fuerza axial en columnas y controlar los efectos de pandeo local y lateral torsional. De esta manera se garantiza que tenga un buen comportamiento y desempeño sismoresistente formandose rótulas plásticas en vigas a una cierta distancia de la columna. En los extremos de las vigas se toma como zona protegida. A partir de estos parámetros se logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil, incurse en el rango inelástico y permanezca estable. Este tipo de pórticos se analiza en la seccion 8.1 del capítulo (Estructuras de Acero, NEC-2015).



Figura 13: Sistema de pórticos a momento

1.6.4 MECANISMOS DE FALLA EN PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO

Son sistemas capaces de incursionar significativamente en el rango plástico, tener una elevada ductilidad y disipación de energía.

Los mecanismos de falla en SMF que pueden presentarse son:

- **Vigas** (cedencia por flexión)
- **Zona de Panel** (cedencia por corte)
- **Columnas** (cedencia por flexión y fuerza axial)

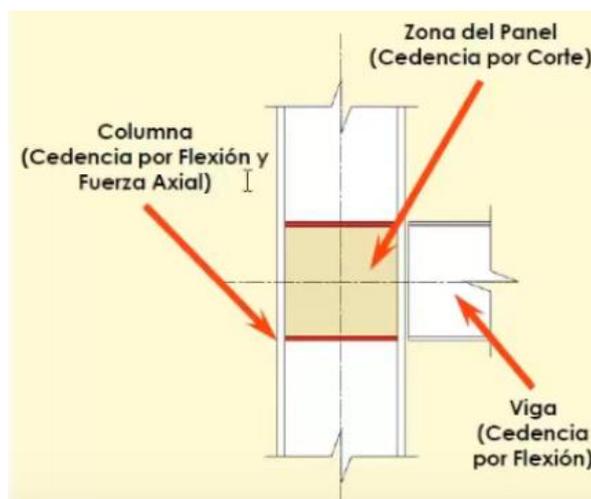


Figura 14: Mecanismos de falla en SMF

1.6.5 CONEXIONES VIGAS - COLUMNA

La conexión viga-columna para pórticos especiales resistentes a momento, deben cumplir con requerimientos establecidos en el reglamento (AISC 341, 2010) y adoptado en el capítulo (Estructuras de Acero, NEC-2015, p. 48), que llevan a generar conexiones precalificadas a momento:

- El ángulo de deriva de entrepiso " θ " (rotación plástica) debe ser por lo menos 0.04 rad.
- La resistencia a flexión de la conexión, dispuesta desde la cara de la columna, debe desarrollar después de cierto ciclo como mínimo un momento plástico igual o por lo menos 0.80 Mp, cuando el ángulo de deriva de entrepiso " θ " (rotación plástica) sea de 0.04 rad.

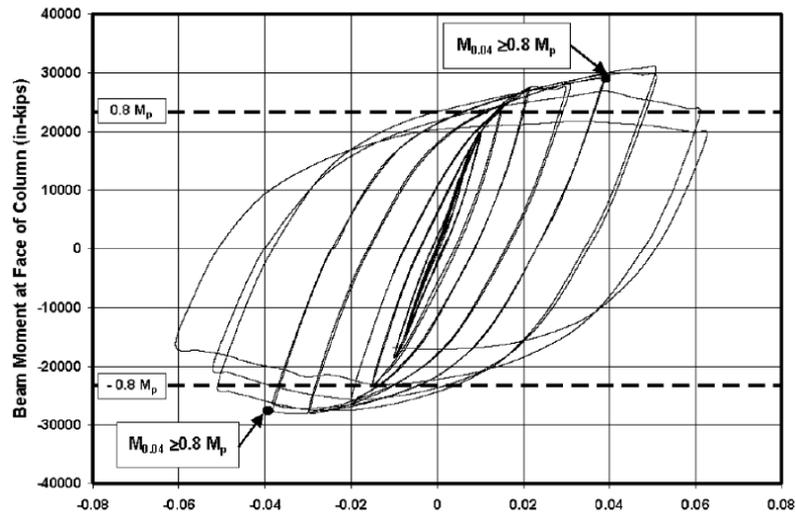


Figura 15: Deriva de piso θ (rad)

Fuente: (Estructuras de Acero, NEC-2015, p. 48)

1.6.6 RELACIÓN DE MOMENTO COLUMNA-VIGA

El criterio columna fuerte – viga débil para el sistema especial resistente a momento, garantiza que las vigas incurrieren en el rango inelástico en donde se debería formar las rótulas plásticas, mientras que las columnas tengan una buena resistencia en el rango elástico, al no cumplirse con la condición se podría presentar un colapso parcial o total de la estructura, al desarrollarse rótulas plásticas en columnas de un mismo nivel, comprometiendo su ductilidad e incursión en el rango inelástico.

Se tiene un criterio columna fuerte-viga débil, cuando en cada nudo se cumple con la relación de momento presentada por la NEC- 2015 como en la AISC:

$$\frac{\sum M * pc}{\sum M * pb} > 1.00$$

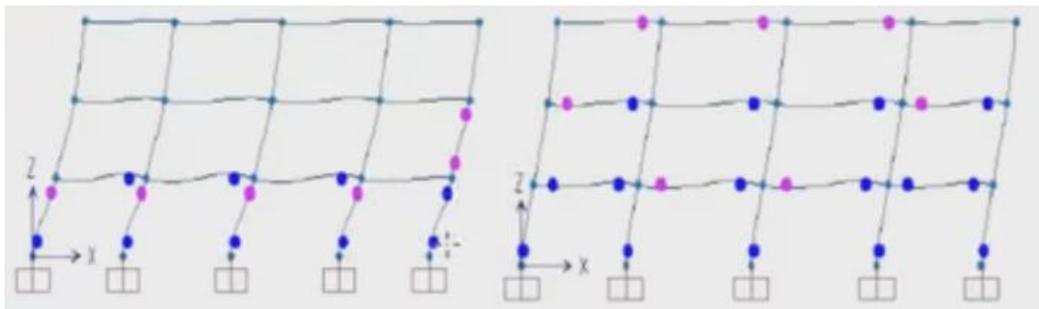


Figura 16: Sistema columna fuerte – viga débil

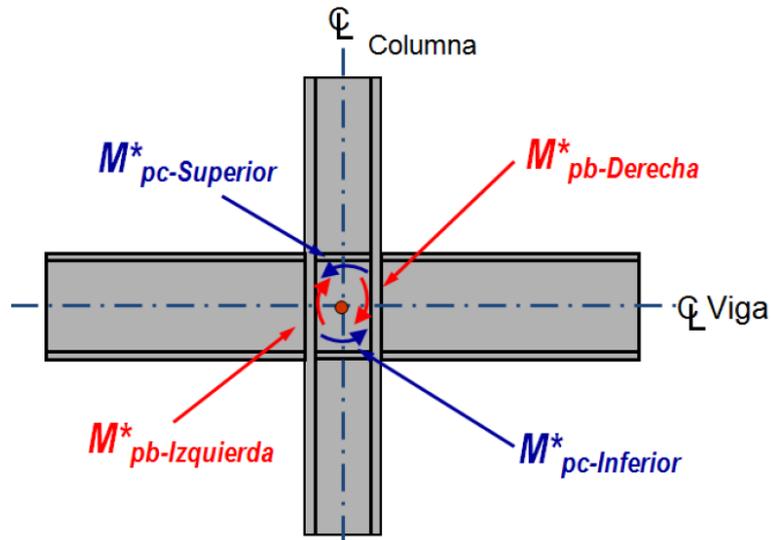


Figura 17: Momento columna-viga

Dónde:

ΣM_{pb}^* = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

ΣM_{pc}^* = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

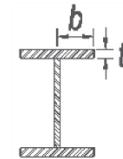
1.6.7 CONTROL DEL PANDEO LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS

La sección D1.1 de la Norma (AISC 341, 2010) contiene la relación ancho – espesor que debe cumplir las vigas y columnas para ser consideradas como miembros de alta ductilidad (sísmicamente compactos), dicha relación es la máxima para garantizar que el pandeo local no incida en la ductilidad del sistema y así logre incursionar en el rango inelástico.

El pandeo local en vigas, debe cumplir con las siguientes relaciones ancho-espesor.

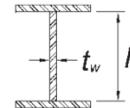
Alas de Vigas

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



Alma de Vigas

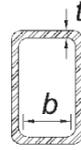
$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



El pandeo local en columnas, debe cumplir con las relaciones ancho-espesor:

Alas de Columnas

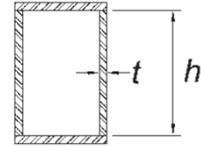
$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0.60 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



Alma de Columnas

$$\frac{Pu}{\phi Py} \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \left[1 - 0.93 \frac{Pu}{\phi Py} \right]$$

$$\frac{Pu}{\phi Py} > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \left[2.93 - \frac{Pu}{\phi Py} \right] \geq 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



Columnas

Compuestas

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



1.6.8 CONTROL DEL PANDEO LATERAL TORSIONAL EN VIGAS

Las vigas deben cumplir con el requerimiento de la sección D1.1 de la Norma (AISC 341, 2010), para miembros altamente dúctiles (sísmicamente compactos), donde establece una longitud máxima permitida entre soportes laterales para controlar el pandeo lateral torsional, parámetro importante ya que la capacidad a flexión depende de la longitud no arriostrada.

$$L_b \leq 0.086 \left(\frac{Es}{Fy} \right) r_y$$

En dónde:

L_b : Distancia entre arriostramientos laterales

Es : Módulo de elasticidad del acero estructural

Fy : Esfuerzo de fluencia del acero

r_y : Radio de giro menor (propiedad del perfil)

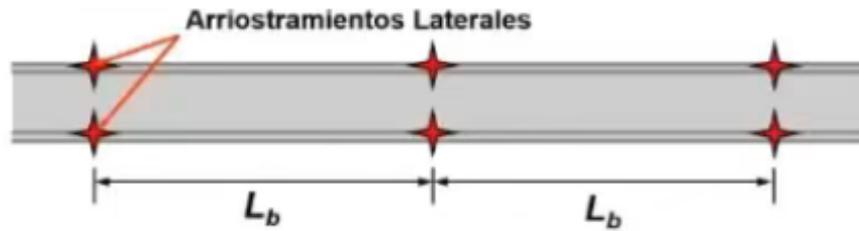


Figura 18: Arriostramiento lateral torsional en vigas

1.6.9 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Este parámetro es muy importantes ya que el diseñador debe comprobar que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales, por lo descrito anteriormente es indispensable realizar un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

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

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

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

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40) nos dice que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 3, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 3: Valores de deriva máx., expresados como fracción de la altura de piso

Tipo de estructura	Δ_m máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40)

1.6.10 CARGA SÍSMICA REACTIVA W

Tabla 4: Carga sísmica reactiva.

Caso General
$W = D$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura.
Casos especiales: bodegas y almacenaje
$W = D + 0.25L_i$
Dónde: D: Carga muerta total de la estructura. L_i: Carga viva del piso i.

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 55)

1.6.11 EFECTO P-DELTA (P-Δ)

Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 68).

Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$. Dicho índice se calcula como sigue:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i considerado

1.7 SECCIONES COMPUESTAS

Se define como secciones compuestas a la unión de varios materiales que trabajan monolíticamente formando una sección única y homogénea, para la presente investigación se une el acero estructural con el concreto simple, aprovechando óptimo de las propiedades mecánicas de ambos materiales (Coronel, 2016, p. 11). La principal ventaja de la construcción compuesta radica en la adecuada combinación del acero estructural y concreto, de modo de compensar la baja resistencia a tracción del concreto. El trabajo conjunto entre ambos materiales (comportamiento compuesto) permite aumentar no solo la resistencia de los miembros sino también su rigidez (Crisafulli, 2014, p. 15).

1.7.1 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La sección compuesta está formada por tres elementos: la sección de concreto, la sección de acero y los conectores de cortante, mismo que proporciona el trabajo monolítico acero-concreto evitando el deslizamiento a causa de la fuerza horizontal de corte. Se tienen varios tipos de secciones para columnas, vigas y sistemas de entrepiso; a continuación se presentan las combinaciones a ser analizadas en el presente trabajo (Coronel, 2016, p. 12).

- **VIGAS DE ACERO CON PLACA COLABORANTE Y CONECTOR**

Se lo analiza como un solo elemento (compuesto), en donde su rigidez es mayor que cuando trabaja independiente la viga de la losa (Coronel, 2016, p. 12).

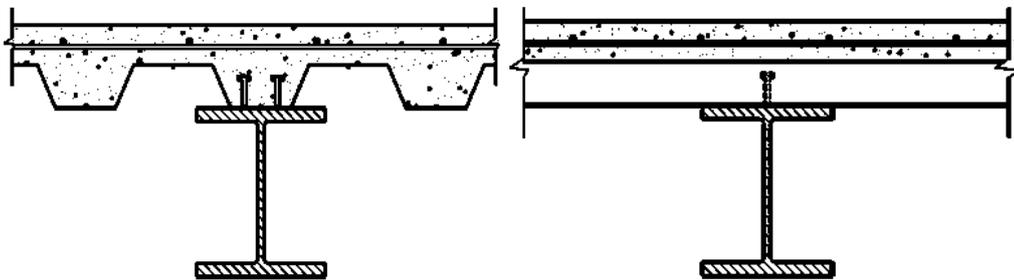


Figura 19: Vigas compuestas

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 18)

- **COLUMNA DE ACERO RELLENA DE CONCRETO**

Columnas rectangulares, cuadrados o circulares que se rellenan con concreto, para aprovechar el concreto confinado dentro del tubo, incrementa significativamente la resistencia a la compresión y reduce el efecto de pandeo local, no requieren encofrado.

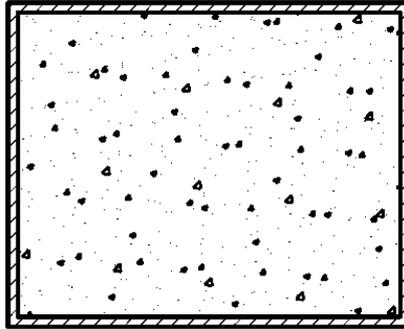


Figura 20: Columna de acero estructural relleno de concreto

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 17)

1.7.2 CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES COMPUESTAS

Tanto las propiedades mecánicas y físicas de los materiales que conforman el elemento compuesto, inciden directamente en el comportamiento de los elementos de la sección compuesta. Los materiales al presentar diferente rigidez hace que las solicitaciones de las estructura se distribuyan de forma diferente, por lo que es necesario establecer una sección con propiedades únicas y homogéneas para toda su geometría, lo que se logra usando coeficientes de relación de módulo de elasticidad y resistencia. En una sección compuesta la viga metálica es la sección predominante, por lo tanto, la parte de concreto se transforma en sección de acero equivalente (Coronel, 2016, p. 13).

1.7.3 TRABAJO MONOLÍTICO CONCRETO – ACERO

Este comportamiento unificado entre los dos materiales que forma la sección compuesta trabajando en flexión, debido al esfuerzo cortante que se produce en el elemento y a la acción de cargas también se produce un cortante paralelo a esta zona, esta tratará de deslizar los materiales uno con respecto al otro, lo cual se evita diseñando dispositivos que absorban este cortante, haciendo que la sección trabaje monolíticamente. Un trabajo compuesto es posible solo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes (acero-concreto) es impedido. Se puede lograr si la fuerza cortante en la interfaz de contacto es resistida por dispositivos

de conexión. Para que haya un trabajo monolítico debe existir una conexión entre el concreto y el acero estructural en los sistemas de piso, existe una cierta conexión entre el ala superior de la viga metálica y el fondo de la losa de concreto debido a la adherencia y fricción entre el concreto y el acero (Coronel, 2016, p. 14).

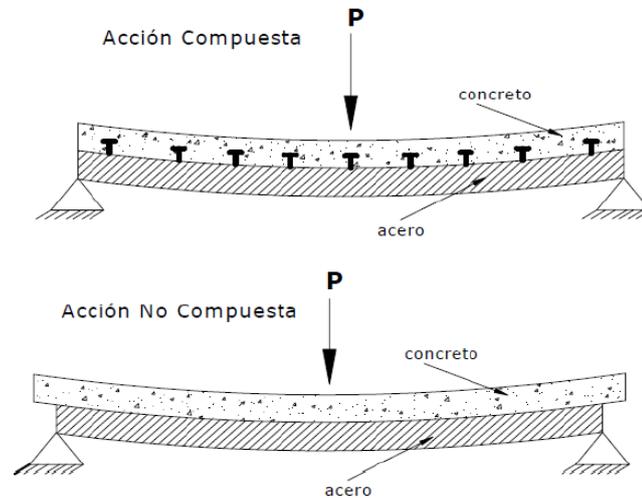


Figura 21: Sección compuesta y no compuesta

Fuente: (Coronel, 2016, p. 14)

Se puede decir que la sección está trabajando en conjunto, cuando exista un medio de transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto y viceversa. Así tenemos:

- **Adherencia:** el vínculo por fricción entre la superficie de acero y una de concreto. Su resistencia es limitada.
- **Unión mecánica:** se logra a través de pernos conectores de cortante de barra con cabeza, embebidos en el concreto y soldados a la viga de acero. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente (Construcción compuesta acero - concreto, p. 5)

En la figura 21, se puede apreciar que cuando se trabaja con una sección no compuesta tanto la sección de acero como la de concreto, están trabajando independientemente. Ambos materiales están resistiendo la carga, los esfuerzos también son independientes, produciendo que parte de la sección de concreto se encuentra a tracción, llegando a la conclusión que el concreto no está siendo aprovechado en su totalidad, por otro lado la viga de acero esta mitad a compresión, quitando sección a tracción, acción para la cual es más eficiente el

acero. Este tipo de sistema constructivo resiste más que la viga o losa trabajando independientemente, ya que la unión mecánica que en este caso son los conectores de cortante integran estos dos materiales a que trabajen como uno solo y evitan el deslizamiento tanto horizontal como vertical.

Si la viga de acero y losa de concreto trabajan como una sección compuesta, se tiene una deformación conjunta, es así que el perfil de acero y el concreto se deforman iguales. El concreto se encuentra solo a compresión, sollicitación para la cual es eficiente, así también el acero tiene un buen comportamiento a tracción.

En la figura 22 se puede observar, el esquema estructural de una losa compuesta con placa colaborante que se apoya en un tramo de vigas de acero. Es importante observar que la losa compuesta se apoya en las vigas secundarias (dispuesta en forma perpendicular a los nervios de la placa colaborante) (Crisafulli, 2014, p. 18).

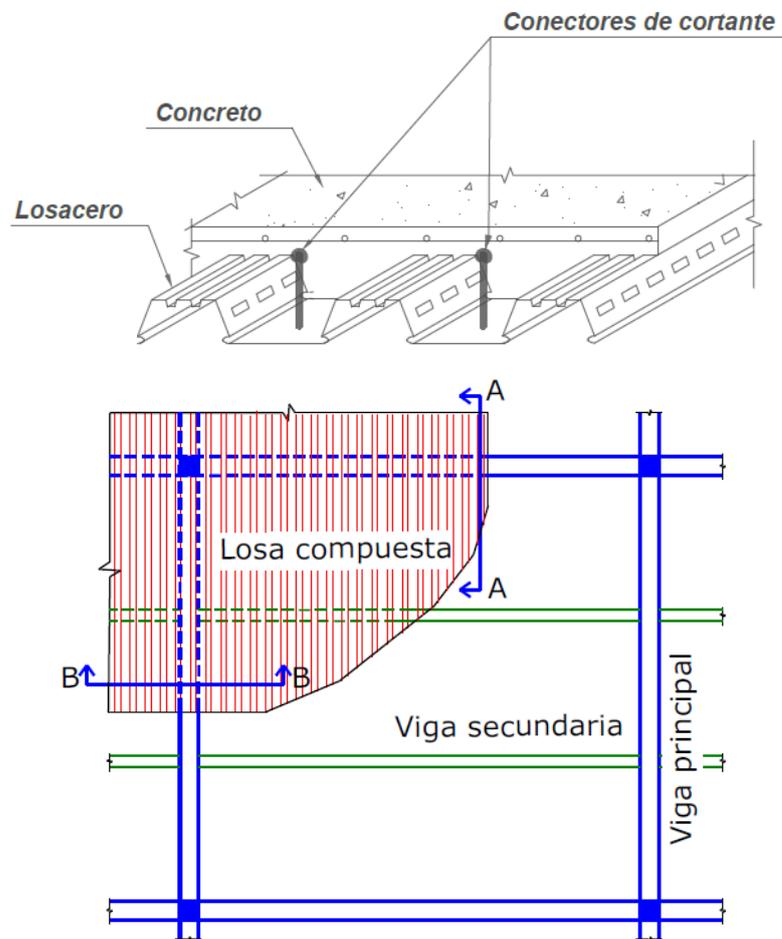


Figura 22: Losa compuesta con placa colaborante

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 18)

1.8 MÉTODO DE DISEÑO LRFD

En la presente disertación, se aplica el método de diseño llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia”, conocido por sus siglas en inglés LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Este método se fundamenta en conceptos de estados límites, este describe una condición en que la estructura o alguna parte de ella, deja de cumplir la función para la cual fue concebida. El estado límite se puede catalogar en dos tipos, los de resistencia y los de servicio (Guerra, 2015, p. 9).

(Guerra, 2015) menciona que “el estado límite de resistencia (o último), se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e inclusive las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc” (p. 9).

(Guerra, 2015) nos dice que “el estado límite de servicio, se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones y derivas excesivas, deslizamiento, vibraciones y agrietamiento” (p. 9).

1.8.1 FACTORES DE CARGA

En el método LRFD (Última resistencia) se multiplica las cargas que serán aplicadas a la estructura por factores de carga. Los mismos ayudan a incrementar incertidumbres en la estimación de cargas vivas y muertas, ya que muchas veces la edificación cumple otra función o tiene un uso diferente al considerado en el diseño. Las cargas muertas pueden ser consideradas de una manera más real a diferencia de la carga viva, por ejemplo, muchas veces la edificación es diseñada para vivienda y en un futuro se la usa como bodega o simplemente se le da otro uso.

Se obtienen las cargas mayoradas, las mismas que serán ocupadas en el diseño de la estructura, según (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015, p. 19).

Siendo las cargas:

- D** Carga permanente
- E** Carga de sismo
- L** Sobrecarga (carga viva)
- Lr** Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S** Carga de granizo
- W** Carga de viento

Tabla 5: Combinaciones de carga

Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D +1.6 L + 0.5 max[Lr ; S ; R]
Combinación 3	1.2 D +1.6 max[Lr ; S ; R] + max[L 0.5 W]
Combinación 4	1.2 D +1.0 W + L + 0.5 max[Lr ; S ; R]
Combinación 5	1.2 D +1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6	0.9 D +1.0 W
Combinación 7	0.9 D +1.0 E

Fuente: (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015, p. 19)

1.8.2 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia ϕ , estos factores ayudan a reducir la capacidad de los materiales, ya sea por defecto de fábrica o defecto en el montaje, incluso de las aproximaciones que se realizan en los cálculos.

La resistencia nominal, será afectada por el factor ϕ , en la tabla 6 se presenta los estados límites de resistencia para miembros de acero estructural sometidos a distintas solicitaciones, indicando en cada caso el valor del factor ϕ , según la especificación (AISC 360, 2010).

Tabla 6: Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90
	Rotura en el área neta	0.75
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0.90
	Pandeo local	0.90
Miembros flexionados	Plastificación	0.90
	Pandeo lateral-torsional	0.90
	Pandeo local de ala	0.90
	Pandeo local de alma	0.90
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90
	Pandeo de alma	0.90

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 3)

1.8.3 VENTAJAS DEL MÉTODO DE DISEÑO LRFD, FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Los factores de carga utilizados tanto para carga muerta como para carga viva son diferentes, lo contrario al método de diseño por esfuerzos permisibles que usa el mismo factor de seguridad para los dos tipos de solicitaciones, lo cual para estructuras pequeñas, da como resultado estructuras más pesadas, ya que solo incursiona en el rango elástico. En comparación con el método de diseño por esfuerzos admisibles, más conocido como el método ASD, el método por factores de resistencia y carga conlleva a estructuras más económicas por su incursión en el rango inelástico (Coronel, 2016, p. 21).

1.8.4 ESTADOS LÍMITES DE FALLA

Los estados límites son la condición en la cual un elemento estructural o toda la estructura dejó de cumplir la función para la cual fue concebida, diseñada y construida. Hay dos tipos de estados límites, de resistencia y de servicio, los cuales deben ser analizados por el calculista, con más énfasis los estados límites de resistencia, ya que estos están vinculados a la preservación de la integridad de vidas humanas, al mantenerlas seguras dentro de una estructura adecuada.

1.8.4.1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

- **FALLA DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN**

Sucede cuando la tensión en la fibra superior del concreto, iguala el esfuerzo de ruptura en la zona de compresión, f'_c , antes de que el perfil de acero haya experimentado fluencia significativa. Es una falla repentina que se caracteriza porque se desprende el concreto en el área de falla (Construcción compuesta acero - concreto, p. 12).

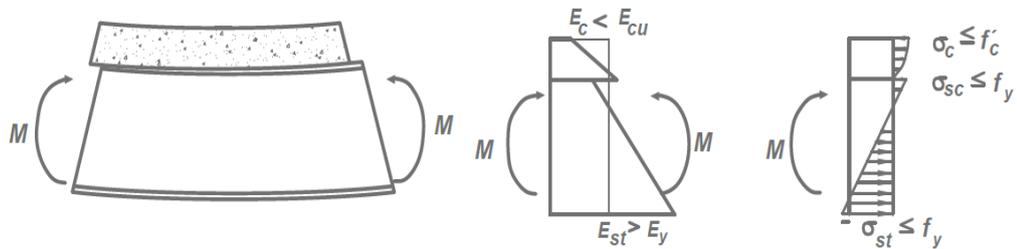


Figura 23: Falla por compresión del concreto

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 12)

- **FALLA POR PLASTIFICACIÓN DEL ACERO**

Se presenta cuando una porción significativa del perfil de acero ha fluido antes de que el concreto alcance el esfuerzo de ruptura en compresión f'_c . Este estado ocurre cuando hay un área de compresión importante, de modo que casi todo el perfil este en tensión (Construcción compuesta acero - concreto, p. 13).

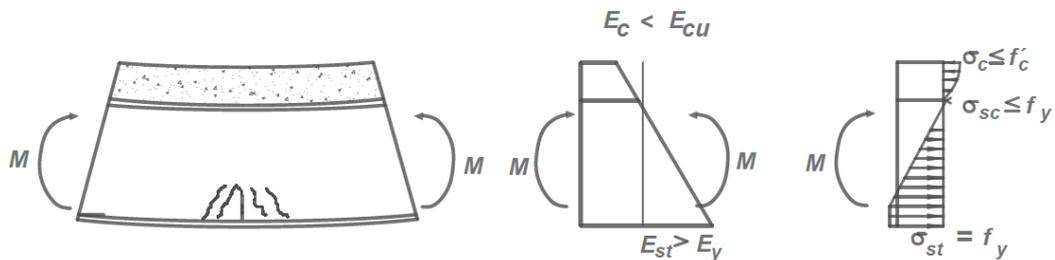


Figura 24: Falla por plastificación del acero

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 12)

- **PÉRDIDA DE ACCIÓN COMPUESTA**

La pérdida ocurre cuando la capacidad de transmitir cortante en la interfaz entre el acero y concreto es menor a la resultante de la compresión en el concreto o la resultante de los esfuerzos en el perfil de acero, produciéndose deslizamiento en dicha zona, dando lugar a que los materiales trabajen por separado (Construcción compuesta acero - concreto, p. 13).

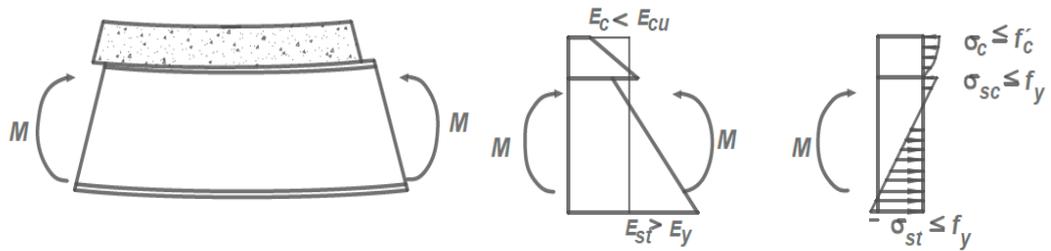


Figura 25: Pérdida de acción compuesta

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 13)

- **INESTABILIDAD GLOBAL POR PANDEO**

El pandeo a flexión se produce en secciones llenas que son resistentes a torsión (Coronel, 2016, p. 23).

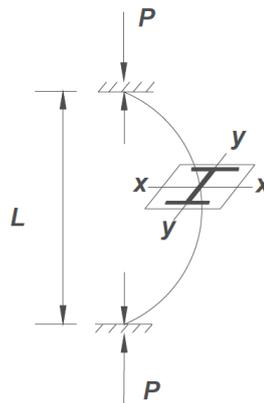


Figura 26: Pandeo general de una columna compuesta

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 14)

- **INESTABILIDAD GLOBAL POR PANDEO LATERAL POR FLEXOTOSIÓN**

Cuando el alma de la viga es esbelta en una sección donde la viga de acero trabaja monolíticamente con la losa, produciéndose volcamiento en el ala inferior (Coronel, 2016, p. 24).

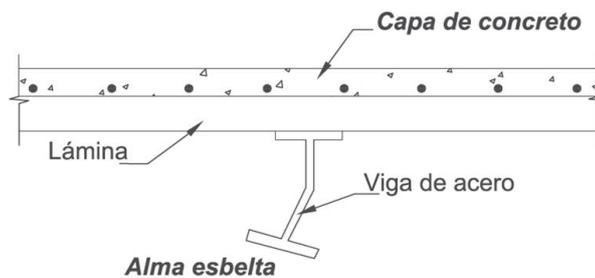


Figura 27: Inestabilidad en vigas compuestas

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 15)

1.8.4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- **AGRIETAMIENTO**

La presencia de grietas puede perjudicar a la durabilidad de los elementos, pues se forman canales de distribución de humedad que terminan afectando al acero, además pueden ser estéticamente desagradables incluso dar la sensación de inseguridad. Tratar de impedir las grietas resultaría antieconómico por lo que se pueden considerar hasta cierto punto como inevitables (Coronel, 2016, p. 24).

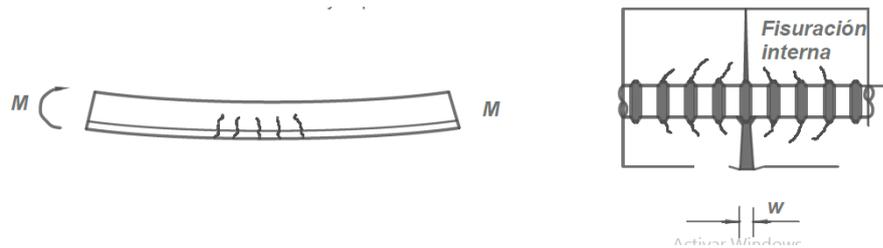


Figura 28: Fisuración

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 15)

- **DEFORMACIÓN EXCESIVA**

La estructura debe tener deformaciones que permitan el correcto desempeño de los elementos para no presentar problemas, que si bien no afectan la seguridad, atentan al confort de los usuarios de la edificación, por ejemplo estancamientos de agua, sensación de inseguridad, entre otras (Coronel, 2016, p. 24).

1.8.5 DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

(McCormac, 2012) nos dice que:

Cuando una losa de concreto está apoyada sobre vigas de acero y no existen medios para transferir los esfuerzos por cortante horizontal entre ambos elementos, el resultado es una sección en la que éstos trabajan independientemente. Es evidente que las cargas que se aplican a secciones con elementos que trabajan por separado hacen que las losas se deflexionen junto con las vigas, lo que conduce a que parte de la carga sea soportada por las losas. A menos que exista una gran adherencia entre los elementos (como sería el caso cuando la viga de acero estuviera completamente embebida en el concreto, o si se instalara un sistema mecánico de conectores de fuerza cortante), la carga soportada por la losa es pequeña y puede despreciarse. Las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante muchos años, sin tomar en

consideración ningún efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo, en las últimas décadas se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniéndolas de modo que actúen como una sola unidad para resistir las cargas. Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar un aumento en la carga del 33 al 50% o más de lo que las vigas de acero podrían soportar trabajando por separado (p. 562).

Una sección compuesta empieza a trabajar como compuesta, si el concreto alcanza al menos el 75% de su resistencia a compresión a los 28 días.

En el análisis y diseño de secciones compuesta, las fórmulas básicas de resistencia de materiales para elementos sometidos a flexión no son válidas, pues una viga compuesta no es homogénea, por lo que se transforma la sección de concreto en sección de acero representando el trabajo monolítico de los dos materiales, lo analizado se obtiene determinando la sección transformada, donde las deformaciones unitarias en el acero sean las mismas que las del concreto (Segui, 1999, p. 453).

Se igualan las deformaciones unitarias del acero y concreto, y se halla la sección transformada, donde η centímetros cuadrados de concreto se requiere para resistir la misma fuerza que un centímetro cuadrado de acero (Segui, 1999, p. 454).

$$\varepsilon = \varepsilon_s \quad \text{o} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{E_s}{E_c} * f_c = \eta * f_c$$

Donde $\eta = \frac{E_s}{E_c}$ razón modular.

Entonces determinar el área de acero que resiste la misma fuerza que el concreto, se divide el área de concreto entre η . Entonces tenemos; que el área transformada del concreto (A_c) es igual al área de concreto dividida para la razón modular (A_c/η), sin cambiar el espesor de la losa t (Segui, 1999, p. 454).

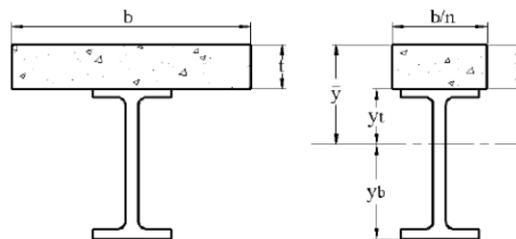


Figura 29: Área transformada de concreto

Fuente: (Coronel, 2016, p. 27)

Ubicado el eje neutro de la sección transformada, podemos calcular los esfuerzos de flexión, con la fórmula de flexión.

En la parte superior del acero f_{st} , como en la parte inferior del acero f_{sb} :

$$f_{st} = \frac{Myt}{I_{tr}} \qquad f_{sb} = \frac{Myb}{I_{tr}}$$

El esfuerzo del concreto se calcula de la misma forma, pero como el material en consideración es acero, el resultado se debe dividir entre η :

$$f_c \text{ máximo} = \frac{M\bar{y}}{\eta I_{tr}}$$

Dónde:

M= momento flexionante aplicado.

I_{tr}= momento de inercia respecto al eje neutro (igual que el eje centroidal para esta sección homogénea).

Y_t= distancia del eje neutro a la parte superior del acero.

Y_b= Distancia del eje neutro a la parte inferior del acero.

\bar{y} = distancia del eje neutro a la parte superior del concreto.

Esto procedimiento es válido sólo para momento positivo, con compresión en la parte superior, porque el concreto tiene resistencia despreciable en tensión (Segui, 1999, p. 455).

1.8.5.1 RESISTENCIA POR FLEXIÓN EN VIGAS COMPUESTAS

(Segui, 1999) nos dice que “la resistencia nominal por flexión se alcanza cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión. La distribución correspondiente de los esfuerzos sobre la sección compuesta se llama **distribución plástica del esfuerzo**” (p. 458).

(McCormac, 2012) menciona que “la resistencia momento por flexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede estar controlada por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por los conectores de cortante” (p. 573).

La resistencia por flexión positiva está determinada por ϕM_n , donde $\phi=0.90$ (Método LRFD), según la especificación AISC 360-10, capítulo I, sección I3.2a:

- Para perfiles donde $\frac{h}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, M_n se determina a partir de con la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).
- Para perfiles donde $\frac{h}{tw} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, M_n se determina a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, tomando en cuenta los efectos de apuntalamiento.

Se considera h , como la distancia libre entre alas de la sección I de la viga de acero conformada con placas soldadas.

El eje neutro plástico ENP, puede recaer en la losa de concreto, el ala superior de la viga de acero o en su alma. En esta investigación se analizará cada uno de estos casos.

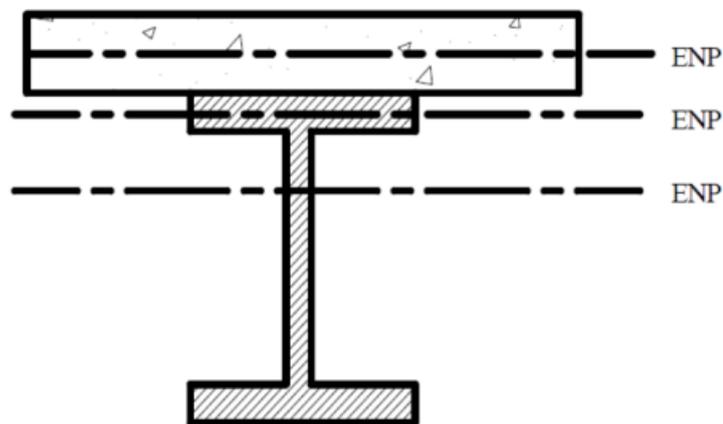


Figura 30: Posibles ubicaciones del ENP

Fuente: (Coronel, 2016, p. 30)

(Segui, 1999) nos dice que “debido a la conexión del perfil de acero a la losa de concreto, el pandeo lateral torsional no es ningún problema una vez que el concreto ha endurecido y se ha alcanzado el trabajo compuesta” (p. 459)

Si el eje neutro plástico recaer en la losa de concreto, el acero trabaja en su totalidad $T=As \cdot F_y$, si el eje neutro se ubica ya se en el ala o el alma de la viga, el concreto trabaja completamente $C= 0.85f'_c \cdot A_c$.

1.8.5.2 LOSAS CON PLACA COLABORANTE

La placa colaborante al utilizar como sistema de entrepiso presenta ventajas, la misma se puede utilizar sobre vigas de acero y también sobre vigas de concreto. También se le conoce como Steel Deck, losa Deck, Deck metálico y está diseñada para que el concreto y la placa de acero por medio de sus cavidades y pliegues, trabajen monolíticamente (Coronel, 2016, p. 57).



Figura 31: Placa colaborante

Fuente: (McCormac, 2012, p. 565)

La placa colaborante se coloca sobre vigas por lo general de acero estructural y presenta las siguientes ventajas:

- “La losa tipo deck tienen la finalidad de distribuir las cargas a los elementos estructurales (vigas secundarias, vigas principales, columnas y cimentación)” (Guerra, 2015, p. 12).
- “Actuar como **acero de refuerzo** para contrarrestar los esfuerzos de tracción generados en las fibras inferiores de la losa producidas por las cargas de servicio” (Guerra, 2015, p. 12).
- “Servir de **encofrado** para recibir el concreto en estado fresco y las cargas de servicio producidas durante el vaciado del concreto” (Guerra, 2015, p. 12).
- “Actuar como **plataforma de trabajo**, posibilita tener una superficie de tránsito libre y segura para poder realizar las labores necesarias sobre el deck metálico, como la instalación de tuberías, colocación de la malla electrosoldada, soldadura de los conectores, entre otros” (Guerra, 2015, p. 12).
- “Se eliminan los bloques de alivianamiento y buena parte de las varillas de refuerzo, con lo que se logra un importante ahorro de material” (Guerra, 2015, p. 13)

- “Reduce considerablemente la mano de obra, se logra limpieza y orden en la construcción” (Guerra, 2015, p. 13).
- No necesita refuerzo para momento positivo, ni encofrado para fundir la losa de concreto y los conectores se pueden fijar a la viga directamente a través de la placa de acero (Coronel, 2016, p. 57).

Ubicación de la placa colaborante con respecto a las vigas de acero, según indica el reglamento (AISC 360, 2010):

- Cuando los nervios de la placa colaborante están dispuestos perpendicularmente a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas, es decir por debajo del borde superior de la placa, se desprecia (Crisafulli, 2014, p. 18).
- Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas debe ser considerado en el cálculo de las vigas compuestas (Crisafulli, 2014, p. 18).

Para los valores de R_g (factor que toma en cuenta el efecto de grupo) y R_p (factor efecto de posición de los conectores de barra con cabezas) así tenemos:

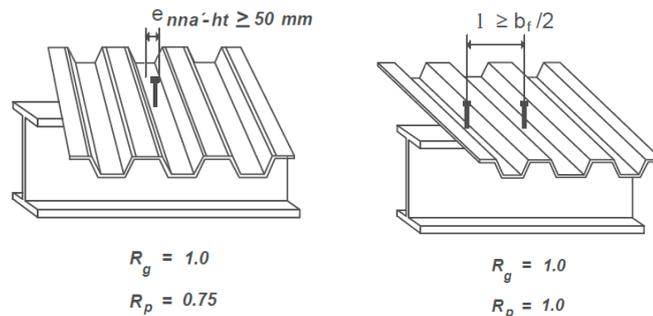


Figura 32: Valores de R_g y R_p para losas con placa colaborante

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 38)

1.8.5.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIONES CON PLACA COLABORANTE

- **BLOQUE DE COMPRESIÓN DE WHITNEY**

Whitney menciona que “los aspectos matemáticos del manejo de la curva esfuerzo-deformación del concreto en la zona comprimida del concreto sometido a flexión pueden ser complejos. El Dr. Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular cuya área sea equivalente a la que queda bajo la curva real, y cuyo centro de gravedad coincida aproximadamente con el centro de

gravedad de la curva real. La investigación del Dr. Whitney fue acogida por el ACI' (Romo, 2008, p. 107).

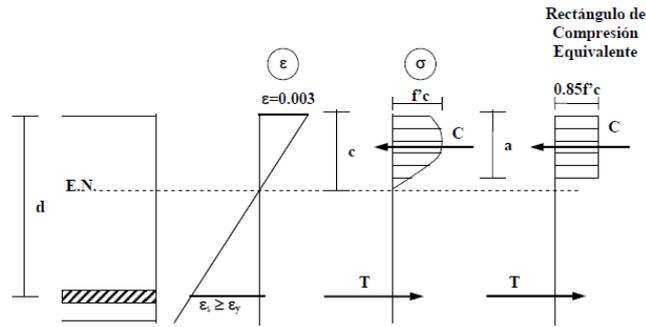


Figura 33: Rectángulo de compresión equivalente.

Fuente: (Romo, 2008, p. 107)

ACCIÓN COMPUESTA COMPLETA

Esta condición prevalece donde haya suficientes conectores de corte para prevenir por completo el deslizamiento acero - concreto (McCormac, 2012, p. 573).

- **EJE NEUTRO EN LA LOSA DE CONCRETO**

El esfuerzo del concreto se presenta como un esfuerzo uniforme de compresión de $0.85f'_c$ sobre un área de profundidad a y un ancho be . El valor de a , se puede determinar despejando del equilibrio de fuerzas $T=C$, en donde la tensión total en la sección de acero es igual a la compresión total en la losa $AsF_y=0.85f'_c * a * be$

$$a = \frac{AsF_y}{0.85f'_c * be}$$

Si $a \leq t$ (espesor de la losa) el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta se expresa como la tensión T total o la compresión C total, multiplicada por la distancia a sus centros de gravedad (McCormac, 2012, p. 573).

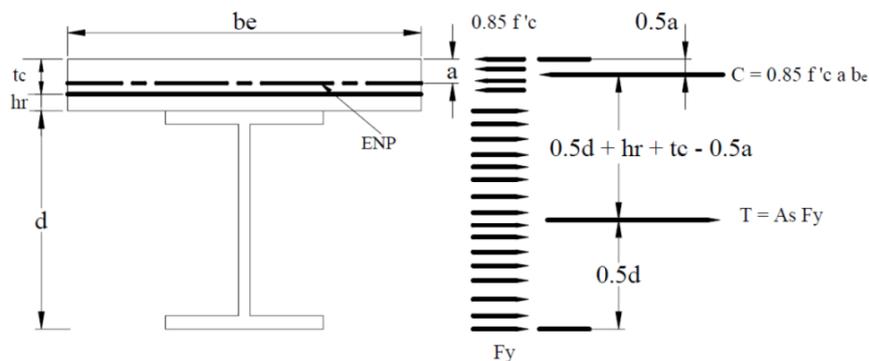


Figura 34: Eje neutro plástico en la losa de concreto

Fuente: (Coronel, 2016, p. 59)

Momento plástico o nominal respecto al ENP, es:

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

- **EJE NEUTRO EN EL ALA SUPERIOR DE LA VIGA DEL PERFIL DE ACERO**

Si se calcula a como se describió previamente y es mayor al espesor de la losa t , el eje neutro plástico ENP, quedará en la sección de acero. Si la compresión C es mayor a la tensión T ($C > T$), el ENP estará en el ala del perfil de acero (McCormac, 2012, p. 576).

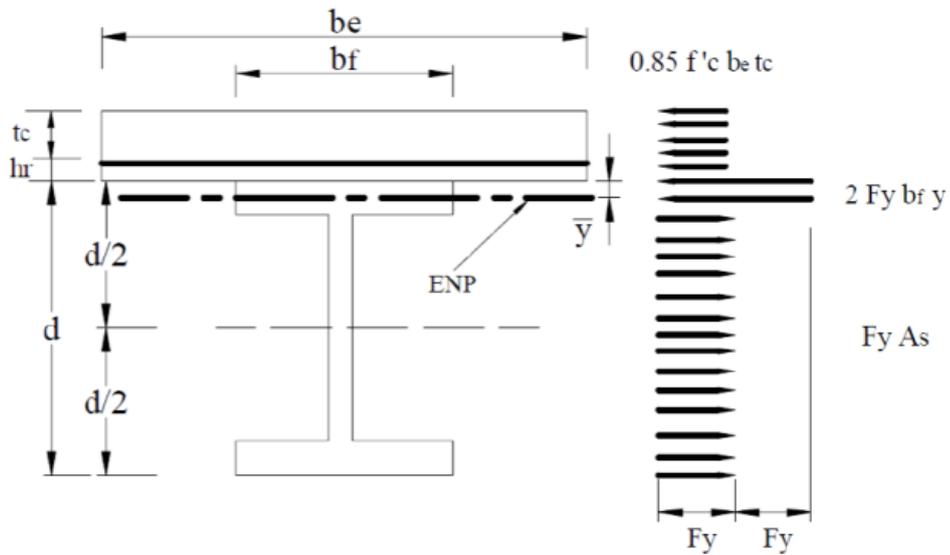


Figura 35: Eje neutro en el ala superior de la viga de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 60)

Cumpliendo el equilibrio e igualando T y C obtenemos \bar{y} :

$$0.85 f'c be tc + F_y bf \bar{y} = F_y A_s - F_y bf \bar{y}$$

Dónde:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'c be tc}{2 F_y bf}$$

Momento plástico o nominal con respecto a ENP es:

$$M_n = M_p = 0.85 f'c be tc \left(\frac{tc}{2} + h_r + \bar{y} \right) + 2 F_y bf \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

- **EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA SECCIÓN DEL PERFIL DE ACERO**

Si la compresión C es menor a la tensión T ($C < T$), el eje neutro plástico ENP se ubica en el alma del perfil de acero (McCormac, 2012, p. 578).

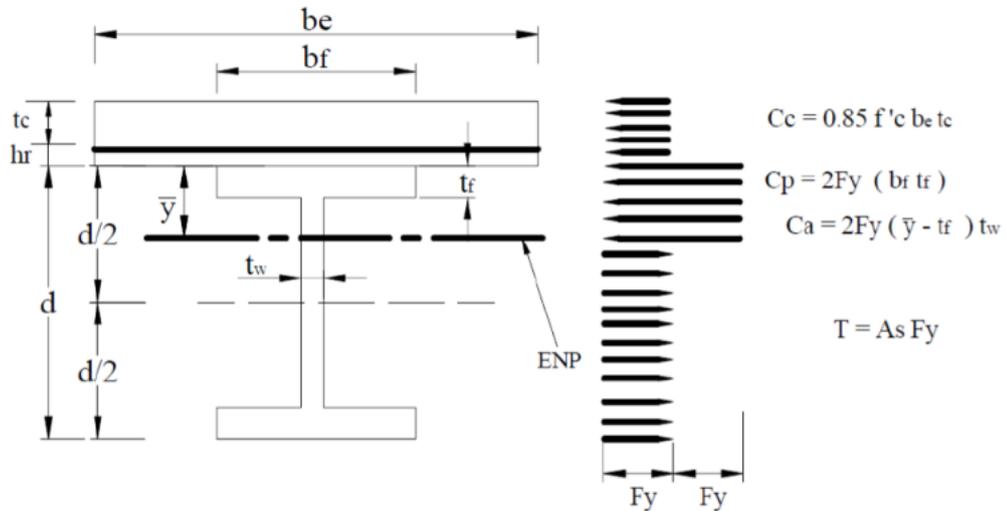


Figura 36: Eje neutro en el alma de la sección de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 61)

Cumpliendo con el equilibrio de fuerzas horizontales, se tiene que $T = C$, se obtiene \bar{y} , de la siguiente manera.

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$0.85 f'c be tc + 2 Fy (bf * tf) + 2 Fy (\bar{y} - tf) tw = As Fy$$

Dónde:

$$\bar{y} = - \frac{0.85 f'c be tc}{2 Fy tw} - \frac{bf tf}{tw} + tf + \frac{As}{2 tw}$$

Momento plástico o nominal respecto al ENP, es:

$$M_n = M_p = C_c \left(\bar{y} + hr + \frac{tc}{2} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{tf}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - tf}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

ACCIÓN COMPUESTA PARCIAL

Se presenta una acción compuesta parcial cuando no se tienen los suficientes conectores de cortante como para prevenir por completo el deslizamiento entre el concreto y la viga de acero. Ni la resistencia total del concreto ni la del acero pueden desarrollarse y la fuerza de compresión se limita a la fuerza máxima que puede ser transmitida a través de la interfaz entre el acero y el concreto, es decir, la resistencia de los conectores de cortante ΣQ_n , sabiendo que C es el menor valor de $0.85 f'c Ac$, $As Fy$ y ΣQ_n (Segui, 1999, p. 480).

Con la acción compuesta parcial, el eje neutro plástico (ENP) cae, frecuentemente, dentro de la sección transversal del acero, tal sección se denomina “parcialmente compuesta”.

- **EJE NEUTRO EN EL ALA SUPERIOR DE LA VIGA DEL PERFIL DE ACERO**

Como se describió anteriormente en secciones parcialmente compuesta la ubicación del eje neutro debe estar en el perfil de acero ya sea en el ala o en el alma.

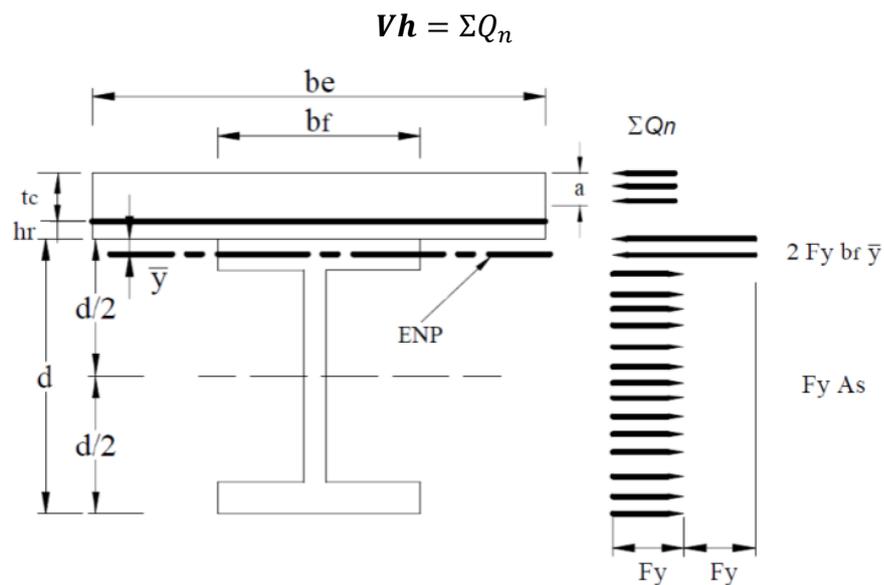


Figura 37: Eje neutro en el ala superior de la viga

Fuente: (Coronel, 2016, p. 62)

Se iguala las fuerzas horizontales y cumpliendo con el equilibrio, tenemos que T es igual C , así se obtiene \bar{y} :

$$\Sigma Q_n + Fy bf \bar{y} = Fy As - Fy bf \bar{y}$$

Dónde:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - \Sigma Q_n}{2 F_y b_f}$$

La profundidad a del bloque de compresión es:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f'_c * b_e}$$

Momento plástico o nominal, tomando referencia el ENP, es:

$$M_n = M_p = \Sigma Q_n \left(t_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

• **EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA DEL PERFIL DE ACERO**

Si la compresión C es menor a la tensión T ($C < T$), el eje neutro plástico ENP se ubica en el alma del perfil de acero.

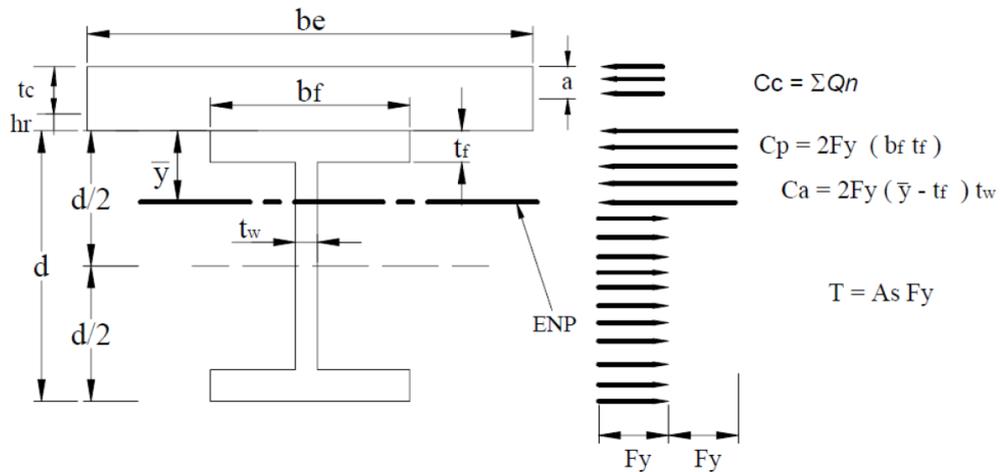


Figura 38: Eje neutro en el alma de la viga de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 63)

Cumpliendo el equilibrio $T=C$ podemos obtener \bar{y} :

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$\Sigma Q_n + 2 F_y (b_f * t_f) + 2 F_y (\bar{y} - t_f) t_w = A_s F_y$$

Dónde:

$$\bar{y} = - \frac{\Sigma Q_n}{2 F_y t_w} - \frac{b_f t_f}{t_w} + t_f + \frac{A_s}{2 t_w}$$

La profundidad a es:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f'_c * b_e}$$

Momento plástico o nominal con respecto al ENP:

$$M_n = M_p = C_c \left(t_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

1.8.5.4 CAPACIDAD REDUCIDA DE LOS CONECTORES DE CORTE

La resistencia por cortante de los conectores se debe multiplicar por un factor de reducción de resistencia, que en base a pruebas son los siguientes:

- Nervios perpendiculares a la viga de acero

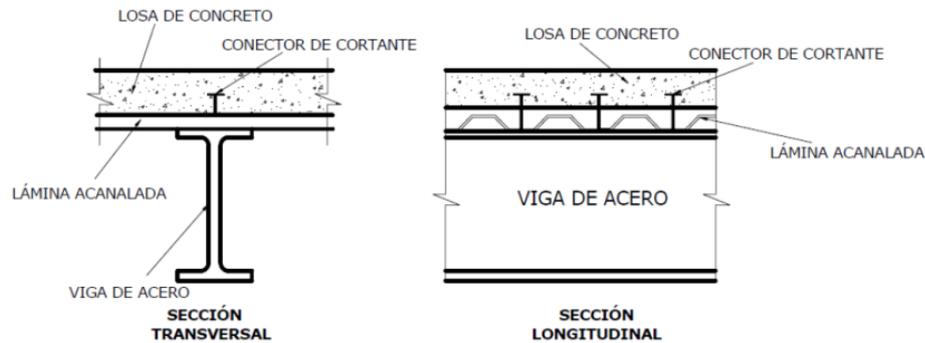


Figura 39: Nervios perpendiculares a la viga.

Fuente: (Coronel, 2016, p. 64)

$$\left[\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$

- Nervios paralelos a la viga de acero

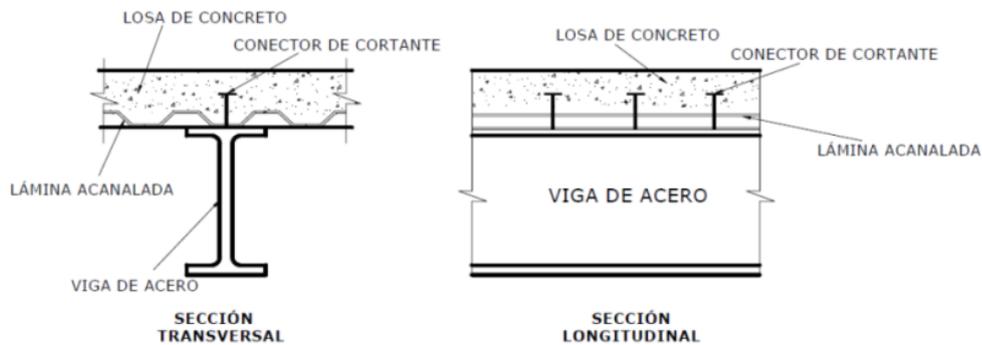


Figura 40: Nervios paralelos a la viga.

Fuente: (Coronel, 2016, p. 64)

$$\left[(0.6) \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$

Dónde:

Nr= número de conectores por nervio en una intersección de viga, limitado a tres

w_r= ancho promedio de nervios

h_r= altura de nervio

H_s= longitud del conector, sin exceder h_r+3

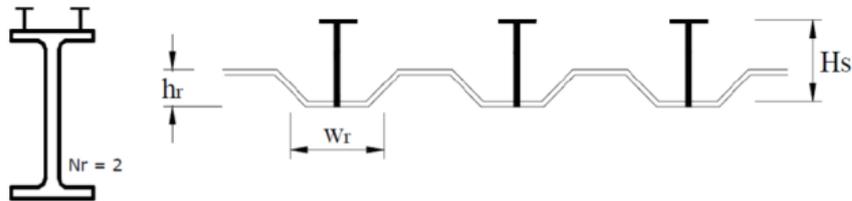


Figura 41: Componente de la sección compuesta.

Fuente: (Coronel, 2016, p. 65)

1.8.5.5 ANCHO EFECTIVO

El ancho efectivo del ala (b_e), es la parte de la losa que puede considerarse que participa en la acción compuesta como parte de la viga. Se cree que esta porción de losa equivalente soporta la misma compresión total que toda la losa (McCormac, 2012, p. 566).

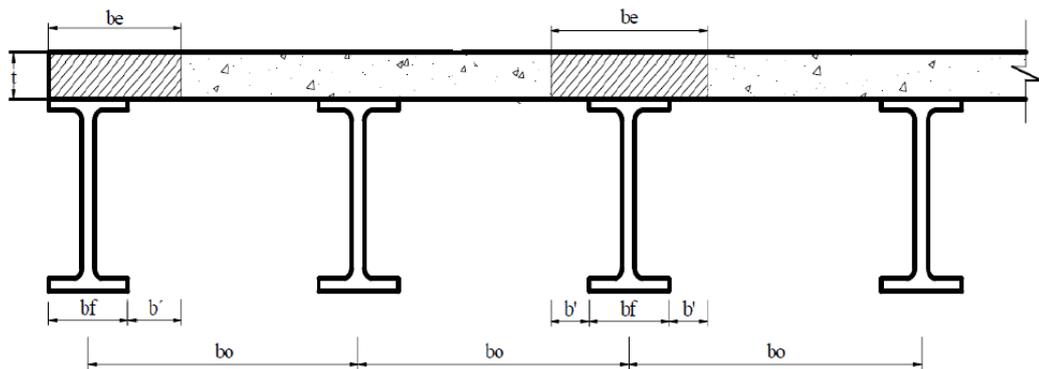


Figura 42: Ancho efectivo del ala

Fuente: (Coronel, 2016, p. 36)

La especificación (AISC 360, 2010) en la sección I3.1a, establecen el valor de (b_e) como el menor de:

Estas condiciones se aplica si la losa existe en uno o en ambos lados de la viga:

- Un octavo del claro de la viga, medido centro a centro de los apoyos ($L/8$, L luz de la viga).
- La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente ($b_o/2$).
- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa (L , en el caso de losa en volado donde L es la longitud del volado de la losa).

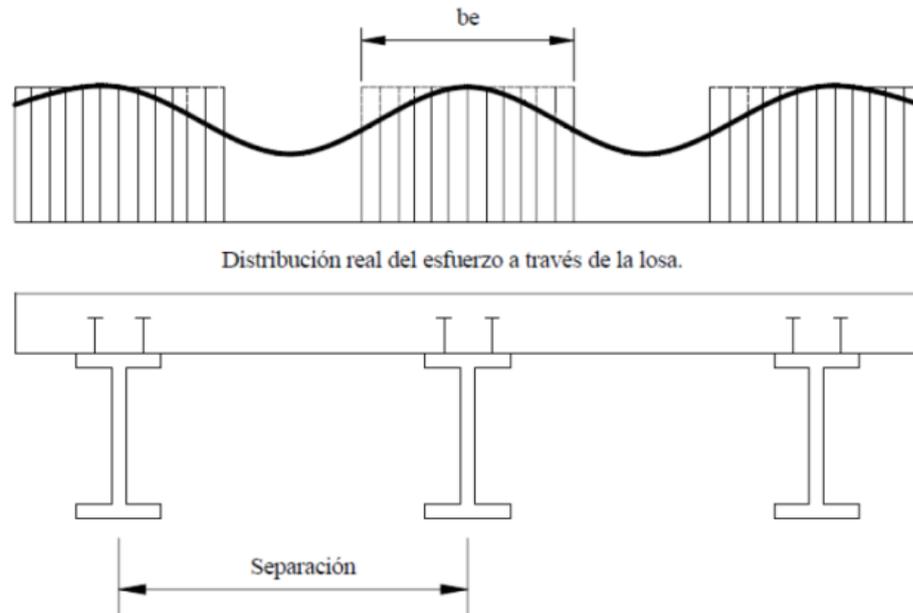


Figura 43: Distribución de esfuerzo en la losa

Fuente: (Coronel, 2016, p. 37)

1.8.5.6 CÁLCULO Y DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Los pernos son barras de acero redondas soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. El otro extremo está recalcado o tiene una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga. Estos pernos se pueden fijar rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar con operarios no especializados (McCormac, 2012, p. 567).

La fuerza cortante horizontal presente entre la losa y la viga de acero, por falta de adherencia, debe ser absorbida por medio de algún mecanismo de corte, por lo general a este mecanismo se lo conoce como de conectores de cortante (Coronel, 2016, p. 37).

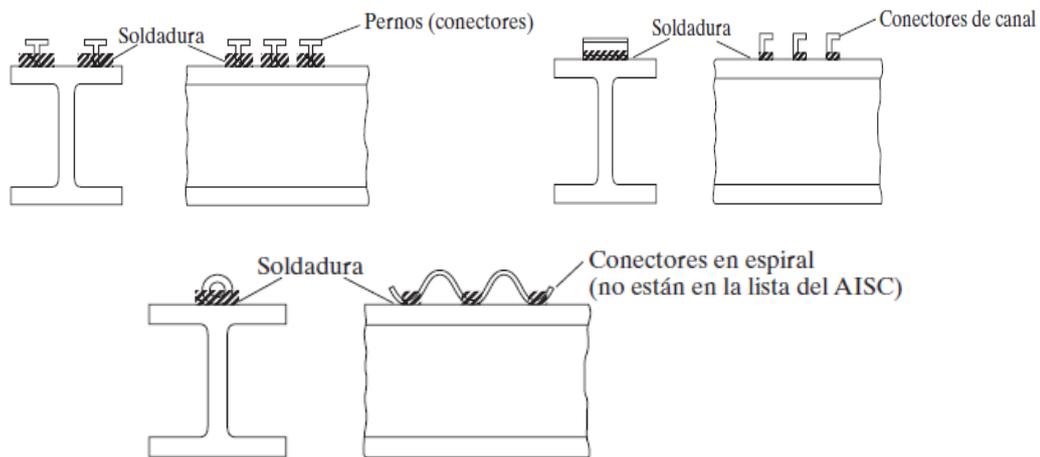


Figura 44: Conectores de cortante

Fuente: (McCormac, 2012, p. 568)

Uno de los conectores más usados son los pernos tipo espárrago, que representan una adecuada solución estructural y además son muy convenientes desde el punto de vista constructivo. Estos pernos se sueldan utilizando una pistola especial en la que el electrodo es el mismo perno, de modo que la colocación de los mismo es muy rápida (Crisafulli, 2014, p. 16).



Figura 45: Colocación de pernos soldados sobre el ala de una viga de acero.

Fuente: (Crisafulli, 2014, p. 16)

(McCormac, 2012) nos dice que “si el eje neutro plástico recae en la losa, se dice que la fuerza de cortante horizontal máxima (o fuerza horizontal en el plano entre el concreto y el acero) es igual a $A_s \cdot F_y$ ” (p. 568).

(McCormac, 2012) menciona que “si el eje neutro plástico está en la sección de acero, se considera que la fuerzas cortante horizontal máxima es igual a $0.85f'_c \cdot A_c$, donde A_c es el área efectiva del concreto” (p. 568).

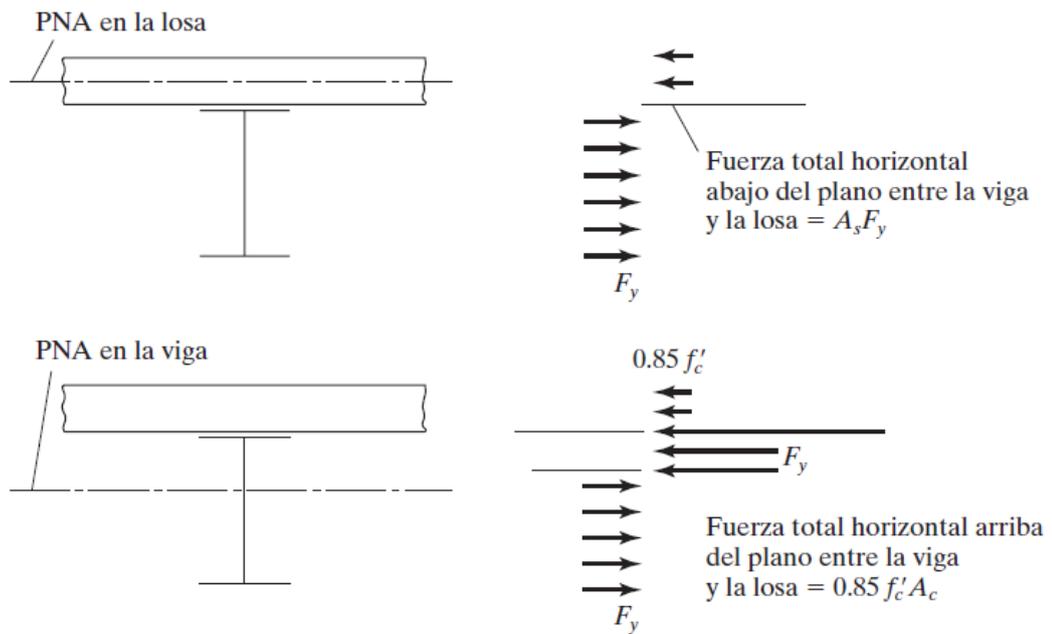


Figura 46: Capacidad plástica de la acción compuesta

Fuente: (McCormac, 2012, p. 569)

Según (McCormac, 2012) se tiene un trabajo compuesto, si la fuerza cortante es el menor de las siguientes expresiones:

- Para el aplastamiento del concreto

$$0.85 f'_c A_c$$

- Para la fluencia a tracción de la sección de acero

$$A_s F_y$$

- Para la resistencia de conectores de cortante

$$\Sigma Q$$

Dónde:

Ac: área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, cm^2

As: área de la sección de acero, cm^2

ΣQ_n : suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, kg.

Conectores por cortante. En la presente investigación se analiza los pernos tipo espárragos.

1.8.5.7 RESISTENCIA DE PERNOS CONECTORES DE CORTE

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto compuesta con plancha colaborante de acero según la (AISC 360, 2010) capítulo I, sección I8.2a, debe ser determinado como:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

Dónde:

A_{sa} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2)

E_c = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2

F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte, kg/cm^2

$R_g = 1$ para;

- a) Para un espárrago soldado en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;
- b) Para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero;
- c) Para cualquier número de pernos soldados en una fila a través de la plancha colaborante orientada en dirección paralela al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio ≥ 1.5 ;

= 0.85 para:

- a) Para dos pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;
- b) Para un espárrago soldado a través de la plancha colaborante con la plancha orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio < 1.5

= 0.7 para:

- a) Para tres o más pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero.

$R_p = 0.75$ para;

- a) Para pernos soldados directamente al perfil de acero
- b) Para pernos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} \geq 50$ mm;

c) Para pernos soldados a través de la plancha colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con plancha colaborante orientada paralela a la viga.

= 0.60; para espárragos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} < 50$ mm

e_{mid-ht} = distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la plancha colaborante, medida a media altura del nervio de la plancha, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm(mm).

En la tabla 7 se presentan valores de Q_n para algunos pernos tipo espárrago

Tabla 7: Resistencia nominal al cortante de pernos tipo espárrago.

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE Q_n, (ton)				
Resistencia a la Compresión del Concreto $f'c$ (kg/cm²)	Concreto de peso normal (2400 kg/m³)			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	50	65	76	90

Fuente: (Coronel, 2016, p. 41)

1.8.5.8 NÚMERO, ESPACIAMIENTO Y REQUERIMIENTOS DE RECUBRIMIENTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE

Según lo establecido en el capítulo I8.2d de la (AISC 360, 2010), los anclajes de acero requeridos en cada lado del punto de máximo momento de flexión, positivo o negativo, deben ser distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero, a menos que se especifique de otra manera.

El número de conectores requeridos entre el momento nulo y el punto de momento máximo de una viga, para obtener una fuerza cortante total Vh , es:

$$N_1 = \frac{Vh}{Qn}$$

En consecuencia, para una viga cargada uniformemente, $2N_1$ conectores serán requeridos, los mismos deben quedar espaciados de manera uniforme. Cuando se tiene cargas concentradas, los conectores se colocan entre la misma y el punto adyacente del momento cero N_2 , para desarrollar el momento requerido en la carga (Segui, 1999, p. 467).

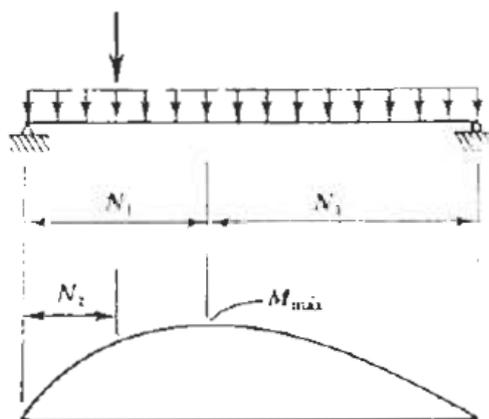


Figura 47: Ubicación de conectores en cargas concentradas

Fuente: (Segui, 1999, p. 468)

Entre las condiciones de recubrimiento y espaciamiento según la (AISC 360, 2010), se tiene:

- El recubrimiento lateral mínimo de los conectores es de 25mm (no aplica para espárragos en placa colaborante porque las pruebas han demostrado que las resistencias no se reducen, aun cuando los conectores se coloquen muy cerca del valle).

- El diámetro de los espárragos deben ser máximo 2.5 veces el espesor del ala a la cual se soldara, a no ser que estén ubicados sobre el alma.
- El espaciamiento mínimo centro a centro de los conectores a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas permitido por la especificación AISC 360-10 será de $6d$, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de $4d$, excepto dentro de los nervios de la placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser $4d$ en cualquier dirección, siendo d el diámetro del conector.
- El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores no debe exceder ocho veces el espesor total de losa, ni 900 mm .
- La lámina se debe anclar a todos los miembros de soporte a distancias no mayores a 460 mm .
- Si las alas de las vigas de acero son muy estrechas, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo. En tales situaciones los pernos pueden colocarse alternados.

Los conectores de cortante deben tener la capacidad de resistir movimientos tanto horizontales como verticales, ya que existe la tendencia de que la viga y la losa se separen en sentido vertical, así como a deslizarse horizontalmente. Las cabezas recalcadas de los pernos ayudan a impedir la separación vertical (McCormac, 2012, p. 572).

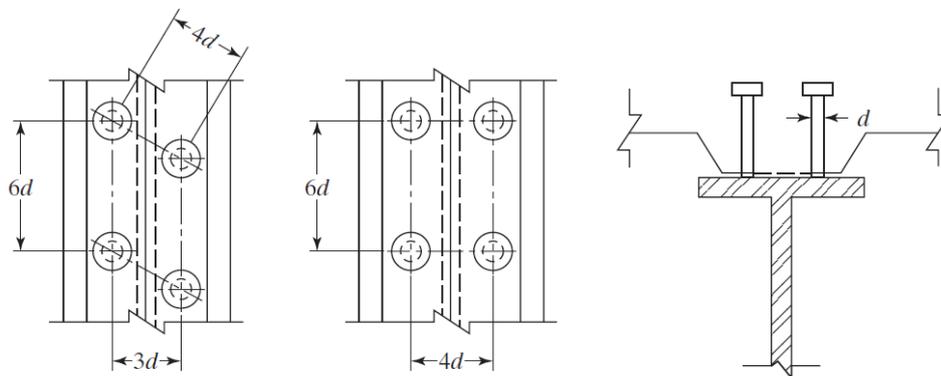


Figura 48: Arreglo de conectores

Fuente: (McCormac, 2012, p. 572)

1.8.6 DISEÑO DE COLUMNAS RELLENAS CON CONCRETO

Según el capítulo 10 de la (ACI 318, 2008) “Flexión y cargas axiales”, en la sección 10.13 “Elementos compuestos sometidos a compresión”, son todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

Para su cálculo y diseño de estas columnas se deben considerar lo siguiente:

- El área total de la sección transversal del perfil de acero no debe ser menor que el 1% del área total de la sección compuesta.
- Para columnas rellenas de concreto la relación ancho – espesor para secciones definidas como altamente dúctiles, según (AISC 341, 2010).

**Columnas
Compuestas**

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



- La resistencia especificada a la compresión f'_c del concreto debe ser por lo menos de 210 kg/cm^2 (21 MPa), pero no mayor de 700 kg/cm^2 (70 MPa), si se usa concreto de peso normal, según (AISC 360, 2010).
- Los esfuerzos de fluencia Fy , de perfiles de acero y de las barras de refuerzo usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5355 kg/cm^2 (525 MPa), según (AISC 360, 2010).
- Según (ACI 318, 2008), para elementos compuestos con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero no debe ser menor que:

$$t > b \sqrt{\frac{Fy}{3Es}}; \text{ para cada ancho } b$$

1.8.6.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La (AISC 360, 2010) en el capítulo I, Diseño de miembros de sección compuesta, establece que la resistencia a la compresión de una columna compuesta para secciones compactas es:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 A_c f'_c$$

Donde:

A_s : área de la sección de acero

A_c : área de concreto

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares

La rigidez efectiva de una sección compuesta, EI_{eff} , para todas las secciones debe ser de:

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

Donde:

E_s : módulo de elasticidad de acero

E_c : módulo de elasticidad del concreto

I_s : inercia de la sección de acero

I_c : inercia de la sección de concreto

C_3 : coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión.

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

La resistencia a la compresión disponible $\phi_c P_n$, con $\phi_c = 0.75$ (LRFD).

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

P_e : carga de pandeo elástico

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(K L)^2}$$

1.8.7 CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO

La norma que regula el diseño de **conexiones precalificadas a momento** es el reglamento (AISC 358, 2010), las mismas se basan en años de experiencia y ensayos que corroboran la resistencia y ductilidad en la unión de los elementos que conforman la estructura.

A través de la conexión se garantiza la continuidad del sistema, que es muy importante para que de esta el nudo no falle ante un evento sísmico.

Este tipo de conexiones ayuda a que en la viga se forme la rótula plástica, para que de esta manera las mismas incurrieren en el rango inelástico antes que las columnas, así se garantiza el criterio fundamental dentro de los pórticos especiales resistentes a momento, que es “columna fuerte – viga débil”, permitiendo que la estructura incurriera en el rango plástico de forma estable y disipe energía.

1.8.7.1 CONEXIÓN DE ALA SOLDADA SIN REFUERZO Y ALMA SOLDADA (WUF-W), AISC 358-10

Según lo dispuesto por el reglamento (AISC 358, 2010), en la conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) la rotación se desarrolla principalmente por la cedencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna (nudo), ya que la rótula plástica en este tipo de conexión es $Sh=0$. Las conexiones de momento WUF-W están precalificadas para pórticos especiales de momento (SMF) y sistemas de estructuras de momento intermedio (IMF) (Cardoso & Quishpe, 2014, p. 40).

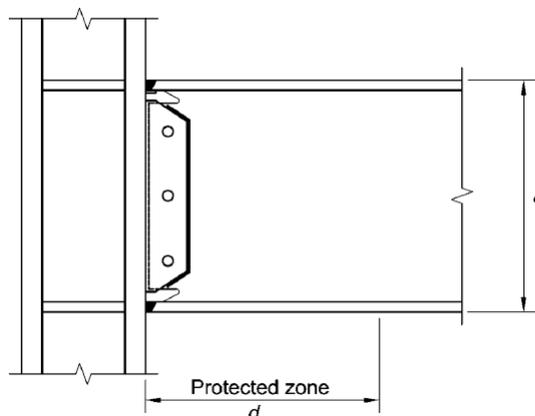


Figura 49: Conexión WUF-W

Fuente: (AISC 358, 2010, p. 46)

- **REQUERIMIENTOS GENERALES DE LA CONEXIÓN WUF-W**

Tabla 8: Requerimientos generales de la conexión (WUF-W).

General	
Sistema de marco aplicable	SMF, IMF
Ubicación de la rótula plástica “Sh”	Sh=0
Limitaciones de la viga	
Peralte máximo	W 920mm (W36)
Peso máximo	224 kg/m (150 lb/pie)
Espesor máximo de alas (t_{bf})	25 mm (1 plg)
Razón entre el claro y peralte	SMF: ≥ 7
	IMF: ≥ 5
Limitaciones de la columna	
Peralte máximo	W 920mm (W36)
Peso máximo	No hay
Espesor máximo de alas (t_{bf})	No hay
Relación ancho - grosor	$\frac{t}{b} < 0.30 \sqrt{E/F_y}$

Fuente: (AISC 358, 2010)

Aún cuando esta conexión puede parecer económica en comparación con las demás, como diseñadores se debe tener en cuenta la importancia de las características y mejorar de su rendimiento, antes de seleccionarla como estándar (Cardoso & Quishpe, 2014, p. 43).

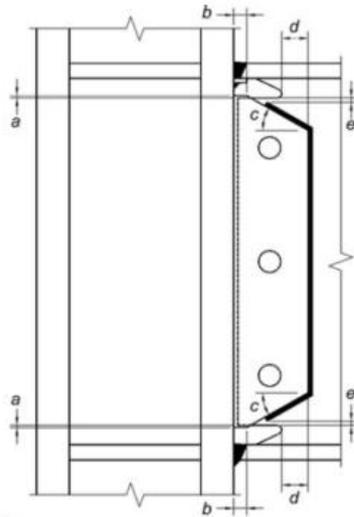


Figura 50: Detalles de la parte superior e inferior de la conexión WUF.W.

Fuente: (AISC 358, 2010, p. 49)

Donde:

a: 6 mm mínimo y 12 mm máximo.

b: 25 mm mínimo.

c: $30^\circ (\pm 10^\circ)$

d: 50 mm mínimo

e: 12 mm mínimo y 25 mm máximo. (Distancia del extremo del filete de soldadura al borde del orificio de acceso).

CAPITULO II

2. METODOLOGÍA

2.1 GENERALIDADES

Para el desarrollo del presente trabajo se plantea el cálculo y diseño de una edificación de acero estructural destinado para vivienda de dos pisos, ubicada en la ciudad de Riobamba, conformado por pórticos especiales resistentes a momento (SMF), en primera instancia se detalla el pre-dimensionamiento de los elementos de la estructura, losas formadas por deck metálico y concreto, vigas y columnas armadas de acero estructural. Se presenta el procedimiento para determinar las cargas laterales provenientes de la acción sísmica. Las fórmulas y tablas utilizadas para el diseño de los elementos se fundamentan en la NEC-2015 vigente en nuestro país y en las especificaciones internacionales (AISC 360, 2010), (AISC 341, 2010), (AISC 358, 2010).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción es un documento que hace referencia a ciertas condiciones que deben cumplirse como requisitos mínimos básicos para el diseño estructural; uno de los más importantes es el diseño sismo resistente. Los parámetros y procedimientos que sigue la NEC-2015 toma en cuenta la zona sísmica del Ecuador donde será edificada la estructura, el tipo y características de suelo, el uso, destino e importancia que tenga la obra y la configuración estructural a utilizarse.

Las propiedades de los materiales que serán utilizados en las estructuras son: acero estructural A36 con límite de fluencia de 2531 kg/cm^2 , la resistencia característica del concreto a compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, límite de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. La capacidad admisible del suelo a partir del Ensayo de Penetración Estándar realizado en el lugar de implantación del proyecto es de 33 T/m^2 , que corresponde a suelo tipo D de acuerdo a la NEC 2015. Para afirmar la metodología utilizada se realiza la modelación estructural en el software de diseño estructural Etabs.

2.2 TIPO DE ESTUDIO

Documental: El estudio es documental ya que para llevarlo a cabo necesariamente se usa diferentes tipos de documentos como son las normas y especificaciones de diseño, que ayudan a la identificación e interpretación de los datos y requisitos de diseño que serán la base para el desarrollo adecuado de la investigación.

Comparativo: El estudio es comparativo ya que a medida que se va desarrollado la investigación, se pretende establecer la comparación entre una estructura de acero tradicional y una estructura con elementos compuestos.

Descriptivo: El estudio es descriptivo ya que se ha recolectado la información del área donde se procederá a realizar la investigación sin cambiar el entorno (es decir no hay manipulación).

Científico: El estudio es científico ya que a medida que se va desarrollando la investigación, se genera un nuevo conocimiento que contribuye en la nuestra vida profesional.

2.3 POBLACION Y MUESTRA

POBLACIÓN: Como población tenemos normativas y especificaciones de análisis y diseño de edificaciones con estructura metálica.

MUESTRA: Como muestra utilizaremos las normativas NEC-15, AISC 360-10, AISC 341-10, AISC 358-10, usadas para el análisis y diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica.

2.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 9: Operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	INDICADORES	TÉCNICAS	INSTRUMENTO
<p>Variable Independiente:</p> <p>Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) – Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC 360-10).</p>	<p>La Norma Ecuatoriana de la Construcción pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad y la seguridad de las edificaciones, persiguiendo a su vez, proteger al ciudadano y fomentar un desarrollo urbano sostenible.</p> <p>La Especificación para Edificios de Acero (AISC 360), se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con concreto; la misma establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de edificios de acero estructural.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidad sismo resistente de la estructura metálica. - Fuerza Sísmica. 	<ul style="list-style-type: none"> - Observación. - Análisis. 	<ul style="list-style-type: none"> - Guías de observación. - Formato.
<p>Variable Dependiente:</p> <p>Diseño de vigas y columnas compuestas.</p>	<p>Elemento compuesto, en ingeniería estructural, es aquel elemento conformado por dos o más materiales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Secciones compuestas. - Capacidad de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Observación. - Simulación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cálculo tipo. - Software ETABS

2.5 PROCEDIMIENTOS

(Estructuras de Acero, NEC-2015) menciona que:

Las disposiciones que se presentan en este capítulo se basan en las disposiciones presentadas en los documentos ANSI/AISC 341-05, ANSI/AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), 358-05 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications) y FEMA 350 (Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings). Estos documentos reflejan el conocimiento más actualizado en relación al desempeño sísmico de edificios de acero estructural en los Estados Unidos de Norteamérica (p. 17).

Toda estructura tener un adecuado diseño, con un sistema sismo resistente apropiado. En la presente disertación se realiza un análisis de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

La primera fase, es conocer e identificar las cargas que se espera actúe en la edificación de dos pisos, para posteriormente ser aplicadas en el pre dimensionamiento de los elementos estructurales y así tener un punto de partida para la modelación de la estructura en el software de diseño estructural Etabs. Finalmente se realiza al diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman la estructura, cumpliendo los parámetros de las normativas para que la estructura tenga un buen desempeño ante la presencia de un sismo de diseño.

Tabla 10: Actividades y procedimientos realizados en la investigación.

ACTIVIDAD	PROCEDIMIENTO
Reconocimiento del lugar	Se recopiló la información del área de estudio, como las respectivas dimensiones del predio.
Estudio de suelos (SPT)	Se realizó el Ensayo de Penetración Estándar con la colaboración del personal técnico del Laboratorio de Ingeniería Civil de la UNACH.
Diseño arquitectónico de la edificación	Se definió la geometría de la vivienda de dos pisos, como también las áreas y ambientes.
Predimensionamiento de elementos estructurales	<p>Se seleccionó el tipo de sistema estructural y configuración de pórticos adecuados a la arquitectura presentada.</p> <p>También se determinó las cargas gravitacionales y laterales, datos necesarios para poder llevar a cabo el análisis estructural.</p> <p>Se obtuvo secciones tentativas para los diferentes elementos estructurales, los mismos que será el punto de partida, para el posterior ingreso al software de diseño estructural Etabs.</p>
Simulación de la estructura en el software de diseño Etabs, aplicando la NEC 2015, AISC 341-10 y AISC 360-10.	Se ingresará en el Software Etabs la configuración de la edificación para de esta manera realizar el análisis estructural y verificar que cumpla con todos los parámetros correspondientes, para posteriormente proceder con el diseño sísmo resistente de la estructura aplicando las normativas.

<p style="text-align: center;">Tabulación de datos recolectados</p>	<p>Se recopiló los diferentes datos obtenidos en la simulación de las estructuras y se comprobó el adecuado comportamiento de los miembros seleccionados para el pórtico según las fuerzas, derivas y limitaciones de estabilidad adecuada.</p> <p>Adicionalmente se diseñan las conexiones, rigidizadores, arriostramientos laterales, placa base y cimentación.</p>
<p style="text-align: center;">Realización de planos estructurales</p>	<p>Con las respectivas secciones de los distintos elementos estructurales, se procede a dibujar los planos estructurales los cuales cumplen con todos los requisitos de diseño basados en normativas.</p>
<p style="text-align: center;">Análisis y comparación de resultados obtenidos en cada modelo de análisis</p>	<p>Se realiza una comparación estructural y económica de la estructura de acero tradicional (columnas y vigas de acero) y la estructura compuesta (columnas rellenas de concreto y vigas de acero que trabajan monolíticamente por medio de conectores de cortante).</p>

2.6 PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS

2.6.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

En el presente trabajo de investigación, se realiza el diseño comparativo de una edificación de 2 pisos, su uso será para vivienda, con una altura de entrepiso de 2.50 m, una luz máxima de viga de 5.40 m, la estructura estará formada por perfiles de acero formados por placas soldadas. Se establece que la estructura estará ubicada en la ciudad de Riobamba, por lo que sus características de diseño deben estar regidas principalmente por la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015), así también en reglamentos internacionales como es la (AISC 360, 2010), (AISC 341, 2010) y (AISC 358, 2010).

2.6.2 CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Es imprescindible definir las cargas que actúan en la estructura, por ello se tomara en cuenta los siguientes conceptos fundamentales:

- **CARGA MUERTA**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “las cargas muertas están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (p. 5).

- **CARGA VIVA**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) nos dice que “las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (p. 5).

La carga viva usada en el presente análisis está basada en la ocupación o el uso, según la tabla de la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, 2015).

Tabla 11: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (T/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.07
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	0.48
Escaleras y rutas de escape	0.48
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	0.20
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20
Hoteles y residencias unifamiliares	
Habitaciones	0.20
Salones de uso público y sus corredores	0.48

Fuente: (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015)

2.6.3 CARGA SÍSMICA

La estructura metálica debe ser diseñada para resistir las cargas sísmicas provenientes de fuerzas laterales. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, incorpora los criterios que permiten diseñar estructuras considerando cargas laterales estáticas equivalentes o mediante un análisis dinámico usando un espectro de respuesta. Se calcula el espectro de diseño y cortante basal, considerando que la estructura se construirá en la ciudad de **Riobamba**, la ocupación será para vivienda, la cubierta es accesible. Cabe mencionar que la zona sísmica, perfil del suelo, coeficiente de importancia, coeficientes de configuración en planta y elevación, factores de reducción de resistencia sísmica, período de vibración, espectro de diseño, carga sísmica reactiva, cortante basal de diseño y derivas de piso, para el análisis estructural de la edificación se ha tomado de la NEC-2015, pues la normativa nacional contiene los respectivos requisitos que van en función de las características propias de la zona en la cual se implantará la edificación. La estructura principal de la edificación estará conformada por pórticos especiales resistentes a momento (SMF), de acero estructural con elementos conformados por placas soldadas.

2.6.3.1 CORTANTE BASAL DE DISEÑO

Para determinar el cortante basal de diseño se calcula las cargas laterales equivalente que se aplican en cada uno de los pisos de la estructura, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) nos dice que “el cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión” (p. 61).

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

V: Cortante basal total de diseño

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración (depende del periodo de vibración fundamental del edificio)

\emptyset_P : Coeficientes de configuración en planta

\emptyset_E : Coeficientes de configuración en elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del material y del tipo de estructura a ser utilizada

W: Carga sísmica reactiva

Ta: Período de vibración

Cada uno de estos valores se determina de acuerdo a lo especificado en la normativa nacional.

2.6.3.2 FACTOR DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “el factor **I** incrementa 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” (p. 39).

Tabla 12: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
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.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 39)

2.6.3.3 ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA (Z)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) establece que “el sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z” (p. 27).

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

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

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 27)

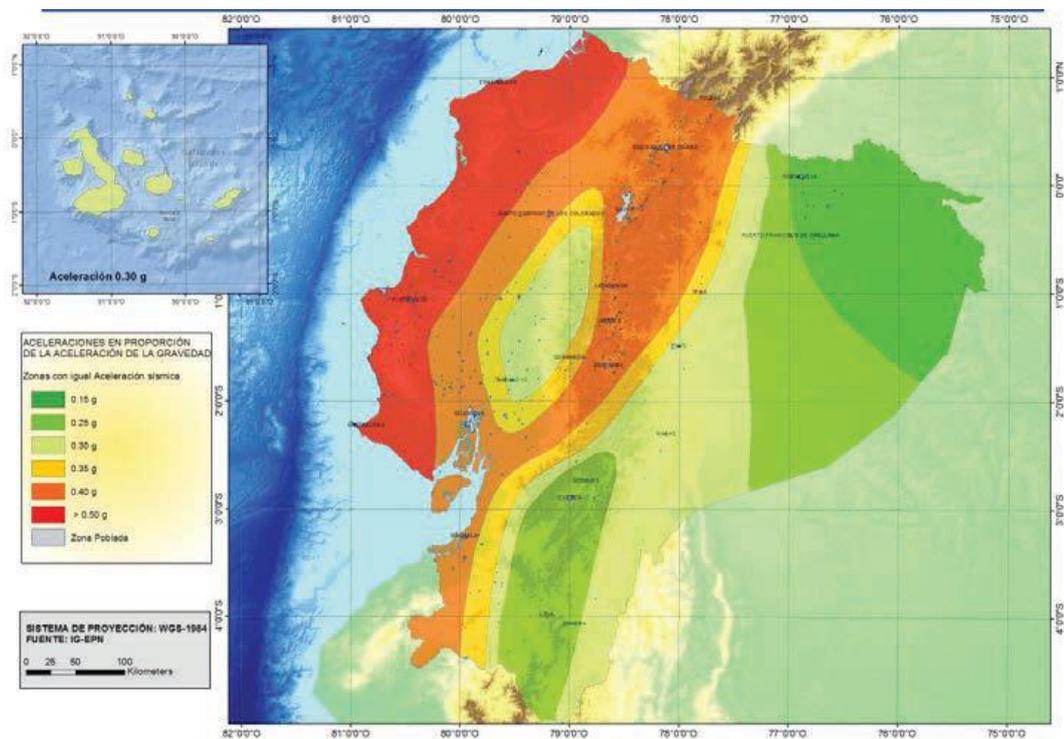


Figura 51: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 27)

2.6.3.4 PERFIL DE SUELO PARA EL DISEÑO SÍSMICO

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “se define seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E” (p. 29).

Tabla 14: Clasificación de los perfiles de suelo diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcilla orgánica y muy orgánica (H > 3m para turba o arcilla orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 - Arcilla de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcilla de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 - Suelos con contraste de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril		

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 29)

2.6.3.5 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd Y Fs

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) presenta “los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleración para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (p. 31).

Tabla 15: Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.18	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 31)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) menciona que “los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos en sitio” (p. 31).

Tabla 16: Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 31)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) menciona que los valores “de **F_s**, que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamiento” (p. 32).

Tabla 17: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo **F_s**

F_s: Comportamiento no lineal de los suelos						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
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	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 32)

2.6.3.6 PERIODO DE VIBRACIÓN (T)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) determina que “el período de vibración aproximado de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir de los dos métodos descritos a continuación” (p. 61)

“**Método 1:** Para estructuras de edificación, el periodo de vibración **T**, para estructuras de edificación puede determinarse de manera aproximada mediante la siguiente expresión” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 62).

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

Dónde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Periodo de vibración

Para:

Tabla 18: Coeficiente Ct que depende el tipo de edificio

Ct: Coeficiente que depende el tipo de edificio		
Tipo de estructura	Ct	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: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 62)

“**Método 2:** El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 63).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

f_i: Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.

δ_i: Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i.

w_i: Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W.

2.6.3.7 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIÓN

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) dice que “el espectro de respuesta elástico de aceleración S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (p. 32).

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

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

Dónde:

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

Tabla 19: Factor r, usado en el espectro de diseño elástico

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto		
r	1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
r	1.5	Para tipo de suelo E

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34)

Así mismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de la aceleración de amplificación espectral, $\eta (S_a/Z)$, en roca que varían dependiendo de la región del Ecuador, tomando los siguientes valores (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34).

Tabla 20: Valores de η

Valores de η		
η	1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
η	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η	2.60	Provincias del Oriente

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, pág. 34)

“Los límites para el Periodo de Vibración T_c y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos), se obtiene de las siguientes expresiones” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34).

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \qquad T_L = 2.4 * F_d$$

Losa valore de T_L , a un valor máximo de 4 segundos, para los perfiles de suelo tipo D y E.

2.6.3.8 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL (R)

El valor de “R” debe escogerse de acuerdo a las características de la estructura, debe tomarse el menor valor para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 64).

Tabla 21: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica	
SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 64)

Tabla 22: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE DUCTILIDAD LIMITADA	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 65)

2.6.3.9 FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Los coeficientes de configuración estructural penalizan al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente en las estructuras ante un evento sísmico, por los cambios abruptos de rigidez y resistencia, que acumulan daños en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema por lo tanto no se recomienda (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 48).

Lo más aconsejable es tener una configuración regular y simple de la estructura para así evitar la torsión en planta o elevación ante un evento sísmico.

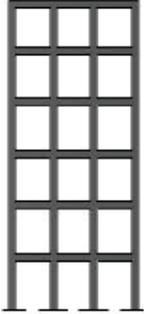
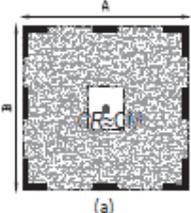
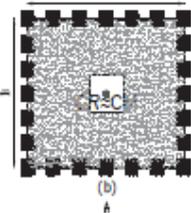
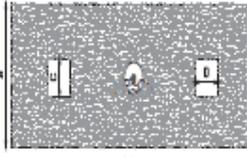
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante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

Figura 52: Configuración estructural recomendadas

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 48)

2.6.3.10 ESPECTRO DE DISEÑO (NEC, 2015)

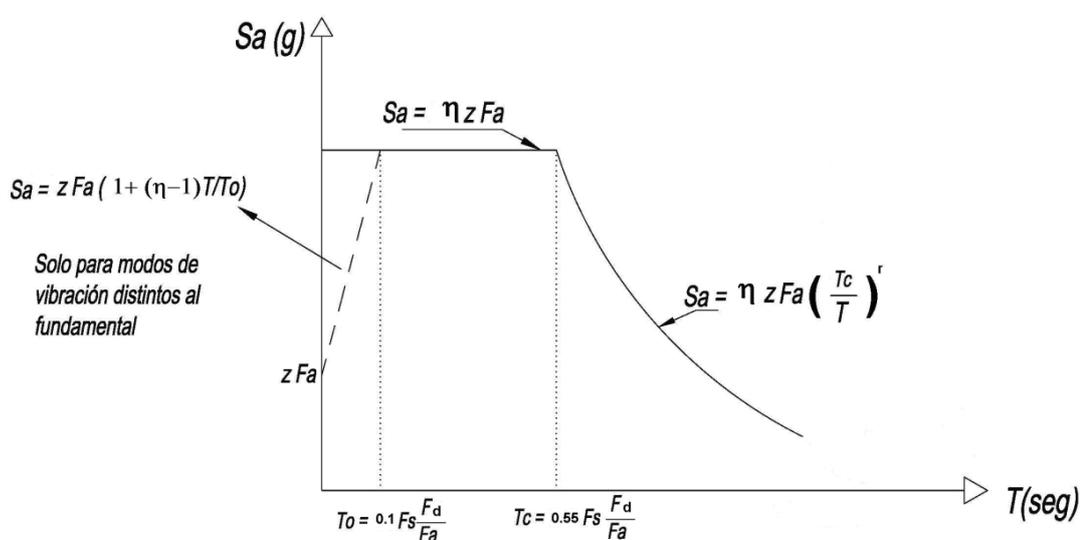


Figura 53: Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 33)

Dónde:

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

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

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

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

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

2.6.3.11 ACCIÓN SÍSMICA

Se analiza la fuerza sísmica basada en parámetros establecidos en la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015), así tenemos la zonificación sísmica, perfil del suelo, coeficiente de importancia, coeficientes de configuración en planta y elevación, factores de reducción de resistencia sísmica, período de vibración, espectro de diseño.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

La estructura a ser diseñada en la presente disertación, al ser de carácter residencial, presenta un factor o coeficiente de importancia igual a 1. El factor de reducción de resistencia sísmica R, debido a las características propias de la estructura se lo toma con un valor de 8. Los coeficientes ϕ_P y ϕ_E con un valor de 1 ya que la estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en planta o en elevación.

Categoría de edificio	
Otras estructuras	

Coeficiente de importancia	
I	1.00

Factor de zona sísmica	
Z	0.40

Zonificación Sísmica	
Zona sísmica	V
Caracterización del peligro sísmico	Alta

Tipo de perfil del subsuelo
D

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	
Fa	1.20

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	
F_d	1.19

Comportamiento no lineal de los suelos	
F_s	1.28

Valores de η	
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	
η	2.48

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	
r	1.00

Coeficiente que depende del tipo de edificio	
Estructuras de acero	
Sin arriostramientos	
C_t	0.072
α	0.80

Factor de reducción de resistencia sísmica R		
R	Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8

Configuración en elevación	
ϕ_{Ei}	1

Configuración en planta	
ϕ_{Pi}	1

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	
$T_o = 0,10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$ $T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$	
To	0.127
Tc	0.698

Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos	
$T_L = 2,4 * F_d$	
T_L	2.856

Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura		
h_n	7.50	m

PERÍODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
$T = C_t * h_n^\alpha$		
T	0.36	s

CORTANTE BASAL DE DISEÑO		
$V = \frac{IS_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$		
$S_a(T_a)$	1.190	Espectro de diseño en aceleración
V	0.149	W

2.6.3.12 GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO E INELÁSTICO

El uso de un espectro de respuesta elástico implica diseñar las estructuras para que soporten sismos de diseño muy intensos sin ningún daño, lo cual es muy costoso. Considerando la baja probabilidad de que ocurran éstos sismos durante la vida útil de la estructura, las normas proponen el uso de un espectro de diseño inelástico, aplicando una reducción de las fuerzas sísmicas, diseñando para una menor aceleración sísmica, lo mismo se logra dividiendo el espectro elástico para el coeficiente de reducción de resistencia sísmica R. Al realizar esto la estructura superará el rango elástico y disipará energía, dando lugar a cierto daño que debe ser contable para evitar que el sistema colapse.

T	$S_a(T_a)$ ELÁSTICO	$S_a(T_a)$ INELÁSTICO
0	0.480	0.060
0.127	1.190	0.149
0.128	1.190	0.149
0.222	1.190	0.149
0.317	1.190	0.149
0.413	1.190	0.149
0.508	1.190	0.149
0.603	1.190	0.149
0.697	1.190	0.149
0.698	1.190	0.149
0.818	1.016	0.127
0.938	0.886	0.111
1.058	0.786	0.098
1.178	0.706	0.088
1.298	0.640	0.080
1.417	0.586	0.073
1.537	0.541	0.068
1.657	0.501	0.063
1.777	0.468	0.058
1.897	0.438	0.055
2.017	0.412	0.052
2.137	0.389	0.049
2.257	0.368	0.046
2.376	0.350	0.044
2.496	0.333	0.042
2.616	0.318	0.040
2.736	0.304	0.038
2.856	0.291	0.036

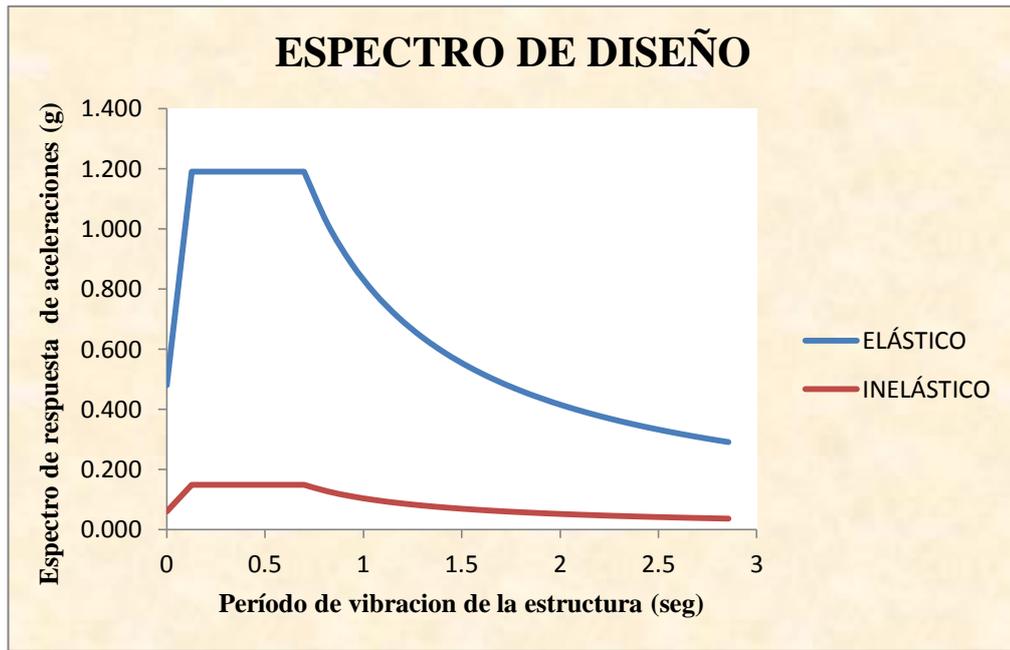


Figura 54: Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleración del sismo de diseño

2.6.4 COMBINACIÓN DE CARGA

En el método LRFD (Última resistencia) se multiplica las cargas que serán aplicadas a la estructura por factores de carga. Los mismos ayudan a incrementar incertidumbres en la estimación de cargas vivas y muertas, ya que muchas veces la edificación cumple otra función o uso diferente al considerado en el diseño. Las cargas muertas pueden ser consideradas de una manera más real o diferencia de la carga viva, por ejemplo, muchas veces la edificación es diseñada para vivienda y en un futuro se la usa como bodega o simplemente se le da otro uso.

Las combinaciones se presenta en la tabla 5 de la presente investigación, tomada del capítulo (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015, p. 19).

2.6.5 DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE ACERO TRADICIONAL (OPCIÓN 1–COLUMNAS Y VIGAS DE ACERO)

2.6.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se realiza el pre diseño de losas, vigas y columnas de la edificación de acero estructural tradicional.

- Se basa en el método de diseño LRFD, factores de carga y resistencia, en los elementos de acero estructural.
- Se plantea el uso de placas colaborantes como sistema de piso, ubicada sobre vigas secundarias y estos por vigas principales que transmiten esfuerzos a las columnas, todos estos elementos formados por perfiles armados soldados.

2.6.5.2 PREDISEÑO DE LA LOSA CON PLACA COLABORANTE

Las losas estarán formadas por placas colaborantes, básicamente el predimensionamiento de estos elementos se realiza en función de la separación entre los elementos sobre los cuales se apoya la placa. Para analizar la placa colaborante se toman como referencia una placa disponible en el mercado nacional.

Tabla 23: Propiedades de la placa colaborante de 0.65 mm

Altura total de la losa	Altura de hormigón sobre la cresta	Volumen de concreto	Concreto	Peso del Deck	Peso total
cm	cm	m ³ /m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
10	5	0.07	168	6.09	174.09

Fuente: Catálogo nacional de placa colaborante

Tabla 24: Carga viva sobreimpuesta

CARGAS VIVA SOBREIMPUESTA	
T/m²	
Espesor de Losa 0.10 m	
Distancia entre vigas Lo (m)	Espesor del Deck (mm)
<i>m</i>	<i>0.65</i>
1.5	1.940
1.8	1.487
2	1.164

Fuente: Catálogo nacional de placa colaborante

Basados en los planos arquitectónicos de la edificación se analiza su configuración geométrica, se escoge una losa de 10 cm, con un espesor de placa de 0.65 mm, la separación de apoyos será de 1.80 m así se determina que el espaciamiento entre vigas es $5.40 \text{ m} / 3 \text{ espacios} = 1.80 \text{ m}$, el análisis se realiza en el vano de mayor dimensión, que posee una longitud de 5.40 metros, se ubica dos vigas secundarias separadas entre sí una distancia de 1.80 m. Observando la tabla 24 extraída del catálogo nacional (*ver Anexo 3, p. 30*), la placa colaborante escogida cumple con los parámetros establecidos por el fabricante, teniendo una ventaja notoria al valor de carga sobrepuesta (viva) de 200 kg/m^2 que da a conocer la (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015), es decir se está subutilizando el deck metálico.

- **DETERMINACIÓN DE CARGA SOBRE LA PLACA**

Cuando se realiza la cuantificación de carga, para el pre diseño de los elementos, es de vital importancia tener en cuenta todas las cargas que van a actuar sobre la losa y se aplicarán a los elementos estructurales durante su vida útil. Así tenemos:

ANÁLISIS DE CARGA DE LA LOSA – PRIMER PISO

- **Carga muerta de la losa**

De la tabla 23 se puede obtener los valores de las cargas muertas distribuidas en la losa, que corresponde al peso de la placa colaborante y el peso del concreto sobre la misma.

Peso de la placa (e=0.65 mm)=	6.09 kg/ m ²
Peso del concreto=	$0.07 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 168.00 \text{ kg/ m}^2$
PESO PROPIO TOTAL LOSA	<u>174.09 kg/ m²</u>

- **Carga permanente de la losa**

Baldosa =	20.00	kg/m ²	NEC-SE-CG
Cielorraso=	20.00	kg/m ²	NEC-SE-CG
Instalaciones =	10.00	kg/m ²	
Macillado= $1\text{m} * 1\text{m} * 0.02\text{m} * 2200 \text{ kg/ m}^3$	44.00	kg/m ²	
Malla Electrosoldada U 131 (Anexo 3) =	2.06	kg/m ²	
Mampostería=	150.00	kg/m ²	
CARGA PERMANENTE TOTAL	<u>246.06</u>	<u>kg/m²</u>	

- **Carga viva de la losa**

La carga viva se tomará según lo establecido en la tabla 11 de la presente investigación, que esta basada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 para residencias en su capítulo de Cargas (No Sísmicas).

CARGA VIVA (VARIABLE) TOTAL 200.00 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGA DE LA LOSA – SEGUNDO PISO

- **Carga muerta de la losa**

Peso de la placa (e=0.65 mm)= 6.09 kg/ m²
 Peso del concreto= 0.07 m³ / m² * 2400 kg/m³ = 168.00 kg/ m²
PESO PROPIO TOTAL LOSA 174.09 kg/ m²

- **Carga permanente de la losa**

Cielorraso= 20.00 kg/m² NEC-SE-CG
 Instalaciones = 10.00 kg/m²
 Macillado= 1m*1m*0.02m*2200 kg/ m³ 44.00 kg/m²
 Malla Electrosoldada U 131 (Anexo 3) = 2.06 kg/m²
 Mampostería= 50.00 kg/m²
CARGA PERMANENTE TOTAL 126.06 kg/m²

- **Carga viva de la losa**

CARGA VIVA (VARIABLE) TOTAL 200.00 kg/m²

ANÁLISIS DE CARGA DE LA LOSA – TAPAGRADA

- **Carga muerta de la losa**

Peso de la placa (e=0.65 mm)= 6.09 kg/ m²
 Peso del concreto= 0.07 m³ / m² * 2400 kg/m³ = 168.00 kg/ m²
PESO PROPIO TOTAL LOSA 174.09 kg/ m²

- **Carga permanente de la losa**

Cielorraso= 20.00 kg/m² NEC-SE-CG
 Instalaciones = 10.00 kg/m²
 Macillado= 1m*1m*0.02m*2200 kg/ m³ 44.00 kg/m²

Malla Electrosoldada U 131 (Anexo 3) =	2.06 kg/m ²
CARGA PERMANENTE TOTAL	<u>76.06 kg/m²</u>

- **Carga viva de la losa**

CARGA VIVA (VARIABLE) TOTAL	<u>70.00 kg/m²</u>
------------------------------------	--------------------------------------

2.6.5.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Se realiza el análisis de la viga secundaria que se encuentra entre los ejes 1-2, tiene una longitud de 5 m, y se encuentra en el primer piso.

Se toma un modelo simplemente apoyado en vigas secundarias, se toma las cargas tanto vivas como muertas analizados anteriormente, las mismas actúan sobre un ancho cooperante igual a 1.80 m:

$$\text{Peso propio losa + carga permanente} = 174.09 \text{ kg/m}^2 + 246.06 \text{ kg/m}^2 = \underline{\underline{420.15 \text{ kg/m}^2}}$$

$$\text{Carga viva} = \underline{\underline{200.00 \text{ kg/m}^2}}$$

Con fines de prediseño se desprecia el peso propio de la viga y se analiza con la combinación de carga 2 (LRFD) establecida en la NEC-2015 y descrita en la tabla 5 de la presente investigación; obteniendo la carga en metros cuadrados:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \left(420.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6 \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$U = 824.18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante de 1.80 m, y se obtiene la carga por longitud uniforme distribuida.

$$qu = 824.18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.80\text{m}$$

$$qu = 1483.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$qu = 1.48 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Aplicando las fórmulas de análisis estructural se determina el momento máximo positivo, para la viga de 5 m un momento máximo positivo de 1.48 T/m en la viga secundaria simplemente apoyada. Complementario a esto se calcula la reacción en los apoyos, que esta viga transmitirá a vigas principales, así tenemos:

$$M_u = \frac{w L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1.48 \frac{T}{m} (5m)^2}{8}$$

$$M_u = 4.64 T m$$

$$R_u = \frac{1.48 \frac{T}{m} (5m)}{2}$$

$$R_u = 3.71 T$$

Se calcular el valor del módulo plástico $Z_{x_{req}}$, a partir de la siguiente expresión:

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{4.64 tm \times 10^5}{0.9 \times 2531 kg/cm^2}$$

$$Z_{x_{req}} = 203.52 cm^3$$

Con fines de predimensionamiento es válido tomar los valores de las tablas de los elementos laminados en caliente establecidos en los reglamentos AISC, teniendo en cuenta que la sección a utilizar tiene elementos conformados mediante soldadura (vigas armadas). Al obtener una sección que se acerque a los valores requeridos se toman valores aproximados de una sección I formada por elementos soldados que se encuentra disponible en catálogos nacionales.

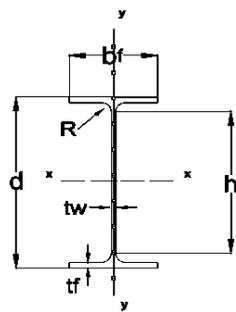
Se presenta un resumen de la tabla de propiedades, en donde se busca un módulo de sección similar al calculado, y así se toma las propiedades para luego hallar una sección armada.

TIPO	Dimensiones					Área Ag cm ²	Peso w kg/m	Radio R mm	Propiedades de Sección									
	Ala		Alma						Eje x-x				Eje y-y				Propiedades Torsionales	
	bf mm	tf mm	h mm	tw mm	d mm				Ix cm ⁴	Sx cm ³	rx cm	Zx cm ³	Iy cm ⁴	Sy cm ³	ry cm	Zy cm ³	J cm ⁴	Cw cm ⁶
200	100	8.5	159.0	5.6	200	28.48	22.36	12	1943.17	194.32	8.26	220.64	145.31	29.06	2.26	44.61	6.98	12990
220	110	9.2	177.6	5.9	220	33.37	26.20	12	2771.84	251.99	9.11	285.41	208.68	37.94	2.50	58.11	9.07	22670
240	120	9.8	190.4	6.2	240	39.12	30.71	15	3891.62	324.30	9.97	366.65	288.45	48.07	2.72	73.92	12.88	37390
270	135	10.2	219.6	6.6	270	45.95	36.07	15	5789.78	428.87	11.23	484.00	426.45	63.18	3.05	96.95	15.94	70580
300	150	10.7	248.6	7.1	300	53.81	42.24	15	8356.10	557.07	12.46	628.36	612.92	81.72	3.37	125.22	20.12	125930

Figura 55: Propiedades de acero laminado IPE

Fuente: (Jaramillo, 2016)

El módulo de sección de la IPE 200 es la que más se acerca al valor calculado, presentando las siguientes propiedades:



$$Z_x = 220.64 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 28.48 \text{ cm}^2$$

$$d = 20.00 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.56 \text{ cm}$$

$$b_f = 10 \text{ cm}$$

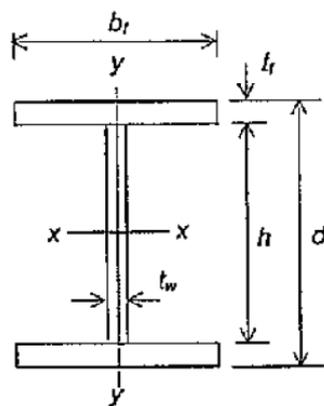
$$t_f = 0.85 \text{ cm}$$

$$I_x = 1943.17 \text{ cm}^4$$

$$w = 22.36 \text{ kg/m}$$

Para la sección armada, se presenta las siguientes propiedades, en donde se puede observar la similitud con las características de la sección laminada anterior.

SECCIÓN ARMADA



Ag=	33	cm ²
d=	20	cm
tw=	0.5	cm
bf=	12	cm
tf=	1	cm
Aw=	9	cm ²
Af=	12	cm ²
hf=	19	cm
h=	18	cm
Zx=	268.50	cm ³
Ix=	2411.00	cm ⁴
Iy=	288.19	cm ⁴
w=	25.91	kg/m

Se controla que no exceda la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{500 \text{ m}}{360} = 1.39 \text{ m}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot q_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$$

$$q_L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 1.80 \text{ m} = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot q_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot \frac{360}{100} \cdot 500^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 2411} = 0.58 \text{ cm}$$

$$0.58 \text{ cm} < 1.39 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

2.6.5.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Las vigas principales son las que reciben las reacciones de las vigas secundarias y las transmiten a las columnas y así a la cimentación. Las vigas principales pueden conectarse a través de distintos tipos de conexiones, y es claro que los esfuerzos dependerán de la condición de apoyo que tenga. En el Ecuador, las edificaciones deben diseñarse para que sus elementos soporten fuerzas gravitatorias y laterales (sismo). Los esfuerzos impuestos por las acciones sísmicas serán absorbidos mediante la continuidad de los elementos estructurales (pórticos especiales a momento según AISC 341-10) y estos se transmiten de miembro a miembro a través de sus respectivas conexiones (Guerra, 2015, p. 23).

Las vigas secundarias se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas principales, es así que estas transmiten solo la carga puntual de sus apoyos, este valor es la reacción $R_u = 3.71 T$, calculada en la sección 2.6.5.3.

Las vigas principales de la estructura también son perfiles tipo I construidos con acero estructural soldado.

De la tabla de cargas concentradas equivalentes tenemos que el momento máximo en el empotramiento (momento negativo), a partir de los valores establecidos en las tablas en el Anexo 3 (p. 314).



a=	0.1111
b=	0.2222
c=	0
d=	1
e=	0.0077

Máximo momento positivo

$$M_{max}^+ = a P L$$

$$M_{max}^+ = 0.1111 * \left(3.71 T + \frac{3.71 T}{2} \right) * 5.40 m$$

$$M_{max}^+ = 3.33 T m$$

Máximo momento negativo

$$M_{max}^- = b P L$$

$$M_{max}^- = 0.2222 * \left(3.71 T + \frac{3.71 T}{2} \right) * 5.40 m$$

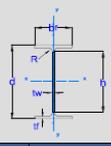
$$M_{max}^- = 6.68 T m$$

Se calcula el módulo plástico requerido de la sección $Z_{x_{req}}$ con la siguiente expresión:

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{6.68 tm \times 10^5}{0.9 \times 2531 kg/cm^2}$$

$$Z_{x_{req}} = 293.04 cm^3$$



lx: Momento de inercia en el plano x-x
 ly: Momento de inercia en el plano y-y
 Sx: Módulo resistente elástico en el plano x-x
 Sy: Módulo resistente elástico en el plano y-y
 J: Constante torsional de St. Venant
 Cw: Constante torsional de alabeo
 rx: Radio de giro en el plano x-x
 ry: Radio de giro en el plano y-y

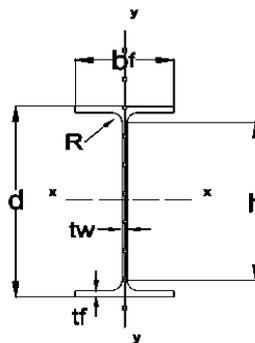
PRODUCTOS LAMINADOS
IPE

TIPO	Dimensiones					Área Ag cm ²	Peso w kg/m	Radio R mm	Propiedades de Sección									
	Ala		Alma						Eje x-x				Eje y-y				Propiedades Torsionales	
	bf mm	tf mm	h mm	tw mm	d mm				lx cm ⁴	Sx cm ³	rx cm	Zx cm ³	ly cm ⁴	Sy cm ³	ry cm	Zy cm ³	J cm ⁴	Cw cm ⁶
200	100	8.5	159.0	5.6	200	28.48	22.36	12	1943.17	194.32	8.26	220.64	145.31	29.06	2.26	44.61	6.98	12990
220	110	9.2	177.6	5.9	220	33.37	26.20	12	2771.84	251.99	9.11	285.41	208.68	37.94	2.50	58.11	9.07	22670
240	120	9.8	190.4	6.2	240	39.12	30.71	15	3891.62	324.30	9.97	366.65	288.45	48.07	2.72	73.92	12.88	37390
270	135	10.2	219.6	6.6	270	45.95	36.07	15	5789.78	428.87	11.23	484.00	426.45	63.18	3.05	96.95	15.94	70580
300	150	10.7	248.6	7.1	300	53.81	42.24	15	8356.10	557.07	12.46	628.36	612.92	81.72	3.37	125.22	20.12	125930

Figura 56: Propiedades de acero laminado IPE

Fuente: (Jaramillo, 2016)

La módulo de sección de la IPE 240 es la que más se acerca al valor calculado, presentando las siguientes propiedades:



$$Z_x = 366.65 cm^3$$

$$Ag = 39.12 cm^2$$

$$d = 24 cm$$

$$tw = 0.62 cm$$

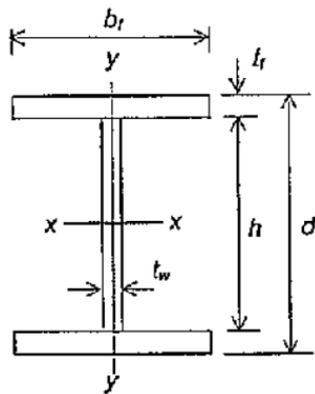
$$bf = 12 cm$$

$$tf = 0.98 cm$$

$$I_x = 3891.62 cm^4$$

$$w = 30.71 kg/m$$

Para la sección armada, se presenta las siguientes propiedades, en donde se puede observar la similitud con las características de la sección laminada anterior.



SECCIÓN ARMADA

Ag=	41.50	cm ²
d=	25	cm
tw=	0.5	cm
bf=	15	cm
tf=	1	cm
Aw=	11.50	cm ²
Af=	15	cm ²
hf=	24	cm
h=	23	cm
Zx=	426.13	cm ³
Ix=	4829.46	cm ⁴
Iy=	562.74	cm ⁴
w=	32.58	kg/m

Se controla que no exceda la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{max} = \frac{540 \text{ m}}{360} = 1.50 \text{ m}$$

$$\Delta = \frac{e \cdot P \cdot L^3}{E \cdot I_x}$$

$$q_L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 1.80 \text{ m} = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$R_L = \frac{q_L \cdot L}{2}$$

$$R_L = \frac{360 \cdot 5}{2} = 900 \text{ kg}$$

$$P_L = 2R_L$$

$$P_L = 2 \cdot 900 \text{ kg} = 1800 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{0.0077 \cdot 1800 \cdot 540^3}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 4829.46} = 0.22 \text{ cm}$$

$$0.22 \text{ cm} < 1.50 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

2.6.5.5 PREDISEÑO DE COLUMNAS

(Alvear & Ruales, 2014) menciona que:

El diseño final con el programa Etabs requiere de proceso iterativo, y realizar un proceso igual en el prediseño resultaría, laborioso, redundante e innecesario. Se toma el método propuesto por el manual de construcción en acero de la AISC, en el cual se encuentra el valor de fuerza crítica de

compresión de columna de acuerdo al valor de KL/r (relación de esbeltez) de la columna. Tomando un valor de carga axial equivalente el cual se mayor para tomar en cuenta los efectos producidos por fuerzas sísmicas. Con las cargas vivas y muertas calculadas para el prediseño, se adiciona un valor de 35 kg/m^2 , para el peso propio de las vigas y columnas y se analiza (p. 116).

Se analiza la columna B-2, que es la más cargada.

$$\text{Carga muerta total} = 174.09 \text{ kg/m}^2 + 246.06 \text{ kg/m}^2 + 35 \text{ kg/m}^2 = \underline{455.15 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Carga viva} = \underline{200.00 \text{ kg/m}^2}$$

Se mayor las cargas, pues se esa utilizando el método de diseño LRFD, a partir de la combinación 2 de la tabla 5 del presente trabajo.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \left(455.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6 \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$U = 866.18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Con el método aproximado utilizado no se puede estimar la acción de sismo en la sección, es por esta razón que bibliografías recomiendan multiplicar por un factor de 1.10 y así considerar de alguna manera los efectos de las fuerzas sísmicas

$$U = 866.18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.10$$

$$U = 952.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

El área cooperante para la columna B-2 analizada por piso es de 18.53 m^2 , a esto por todos los pisos que conforman la estructura, tenemos la carga en la columna:

$$U = 952.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 18.53 \text{ m}^2 \times 2 \text{ pisos}$$

$$U = 35.31 T$$

(McCormac, 2012) dice que “la relación de esbeltez de un miembro es el cociente de longitud no soportada y su radio de giro mínimo. La relación de esbeltez efectiva (KL/r) de una columna promedio de 10 a 15 pies de longitud será aproximadamente de entre 40 y 60 (p. 163).

Para el prediseño se toma un valor $KL/r=50$. Se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión para un acero A-36, para la presente investigación se opta por la tablas en unidades SI, obtenidas a partir de las tablas de la AISC.

Esfuerzo Crítico Disponible para Miembros a Compresión											
$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$		
KL/r	F_{cr}/Ω	ϕF_{cr}	KL/r	F_{cr}/Ω	ϕF_{cr}	KL/r	F_{cr}/Ω	ϕF_{cr}	KL/r	F_{cr}/Ω	ϕF_{cr}
	kg/cm^2	kg/cm^2		kg/cm^2	kg/cm^2		kg/cm^2	kg/cm^2		kg/cm^2	
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
45	1367	2054	45	1823	2740	95	956	1436	95	1109	1667
46	1360	2044	46	1811	2723	96	946	1422	96	1094	1645
47	1354	2035	47	1799	2705	97	937	1408	97	1079	1622
48	1347	2025	48	1787	2686	98	928	1394	98	1065	1600
49	1341	2015	49	1775	2668	99	918	1380	99	1050	1578
50	1334	2005	50	1763	2649	100	909	1366	100	1035	1556

ASD	LRFD	<i>Interpolación de datos: $Y = Y_1 + (X - X_1) \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$</i>
$\Omega = 1.67$	$\phi = 0.90$	

Elaborado por: Ing. Kléber Jaramillo G.

Figura 57: Esfuerzo crítico disponible para miembros a compresión

Fuente: (Jaramillo, 2016)

Para $KL/r=50$, y por medio de interpolación, se tiene un valor de $\phi_c F_{cr}$ de 2005 kg/m^2 . Se ingresa este valor en la ecuación del reglamento (AISC 360, 2010), para sección a compresión y se tiene el valor del área requerida.

$\phi_c = 0.90$ según AISC-360 sección E1

$$A_g = \frac{P_n}{\phi_c F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{35.31 \times 10^3 \text{ kg}}{2005 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_g = 17.61 \text{ cm}^2$$

Se determina que la sección 200x200x3, con un área cooperante de 23.64 cm^2 , es la sección obtenida en el pre diseño para la columna construida con acero estructural soldado.

2.6.5.6 INGRESO DE ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS AL SOFTWARE DE DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS

Con los elementos estructurales pre dimensionados se tiene un punto de partida para empezar la modelación de la estructura en el software de diseño Etabs.

Clic en la opción **File** y luego en **New Model** con lo que se abrirá la siguiente ventana de inicio.

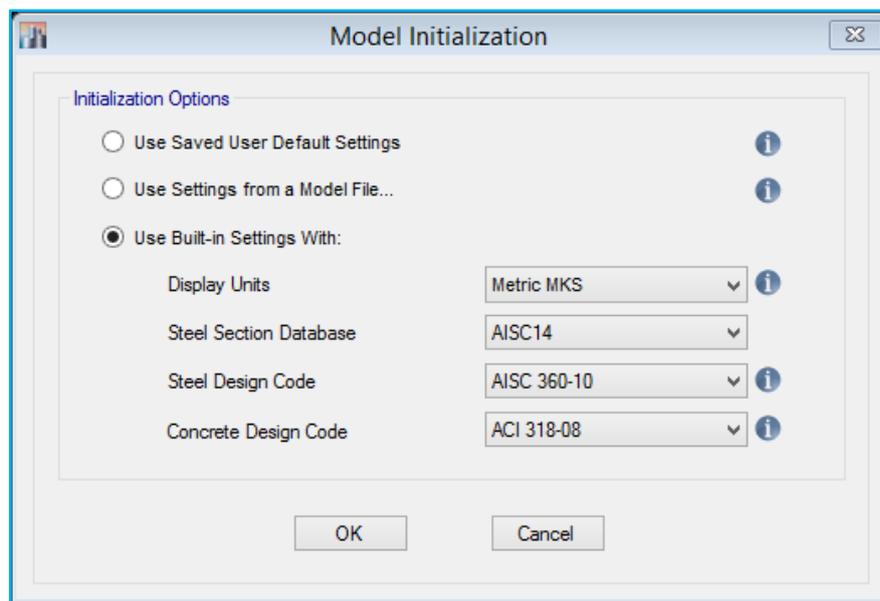


Figura 58: Inicio de un nuevo modelo

Fuente: Etabs 2015

En la figura anterior se procede a modificar las unidades, códigos de diseño tanto de acero como de concreto.

Con una idea concebida de los detalles de la estructura y el sistema estructural, en el software de diseño estructural Etabs se procede a ingresar las dimensiones de las columnas, vigas, y losa con los datos extraídos del prediseño de los elementos y considerando las cargas que han sido cuantificadas en las secciones anteriores.

La configuración geométrica de la estructura se obtiene de los planos arquitectónicos y se ingresa al programa mediante datos de la malla.

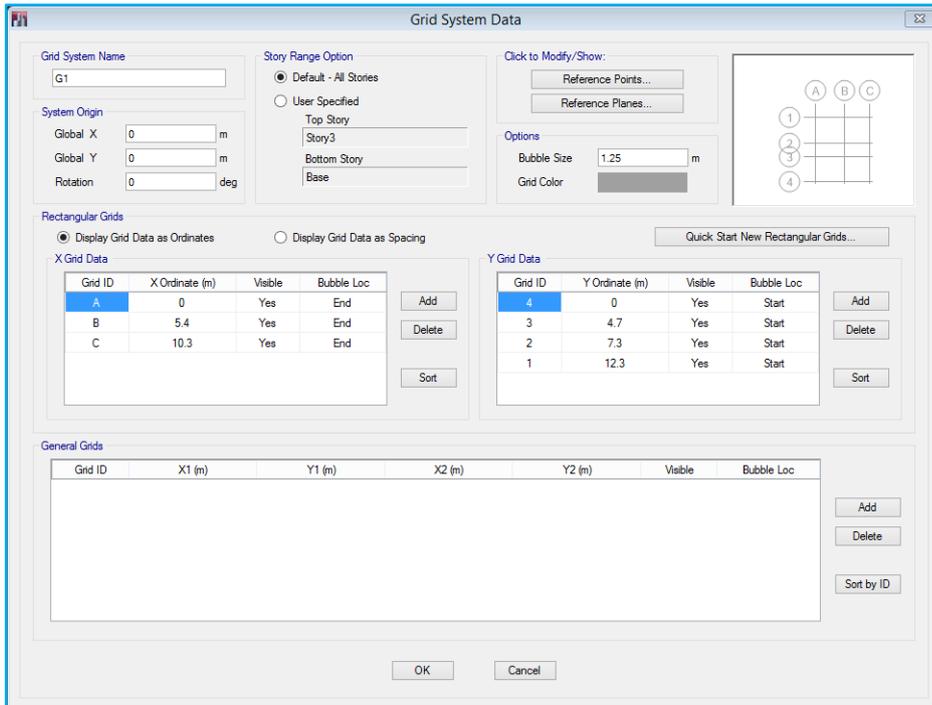


Figura 59: Datos de malla en planta

Fuente: Etabs 2015

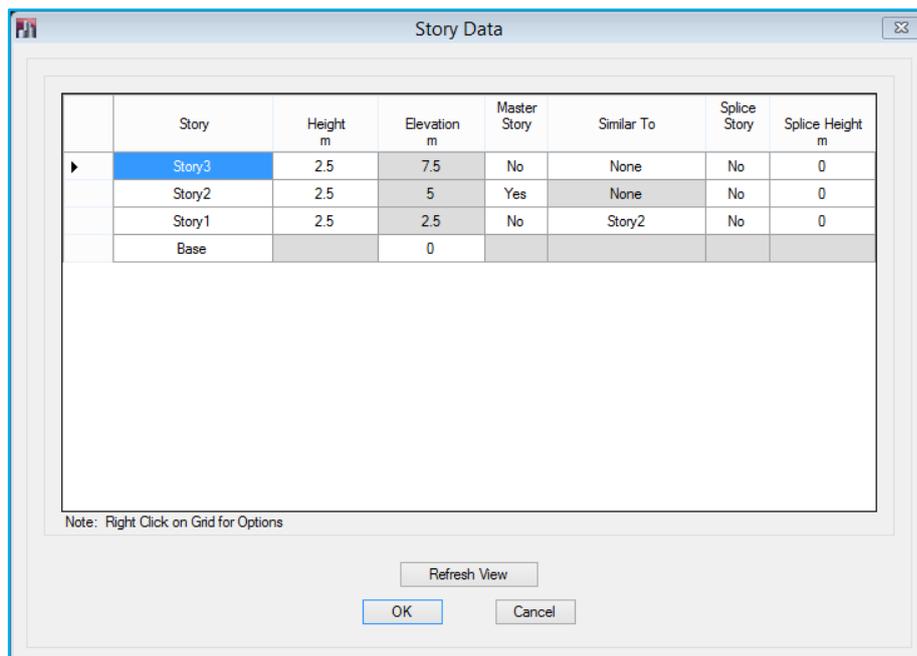


Figura 60: Datos de malla en elevación

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.1 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES

Los propiedades de los materiales que se utilizan en el análisis y diseño, y serán ingresados al software de diseño estructural, son:

Acero estructural

Acero ASTM A-36

Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia, $F_y= 2531 \text{ kg/cm}^2$

Tensión de agotamiento, $F_u= 4078 \text{ kg/cm}^2$

Concreto

Resistencia a la compresión del concreto, $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$

El módulo de elasticidad del concreto se obtendrá a partir de la fórmula establecida en la NEC-2015 en su capítulo de estructuras de hormigón armado.

$$E_c= 4.7 * \sqrt{f'_c} = 4.7 * \sqrt{21} = 21.54 \text{ GPa}$$

E_c : Módulo de Elasticidad para el concreto (GPa)

f'_c : Resistencia a la compresion del concreto (MPa)

Es importante ingresar las características del material con el que se va a construir la estructura tomando en cuenta las unidades con las que va a trabajar el software, en este caso [T m].

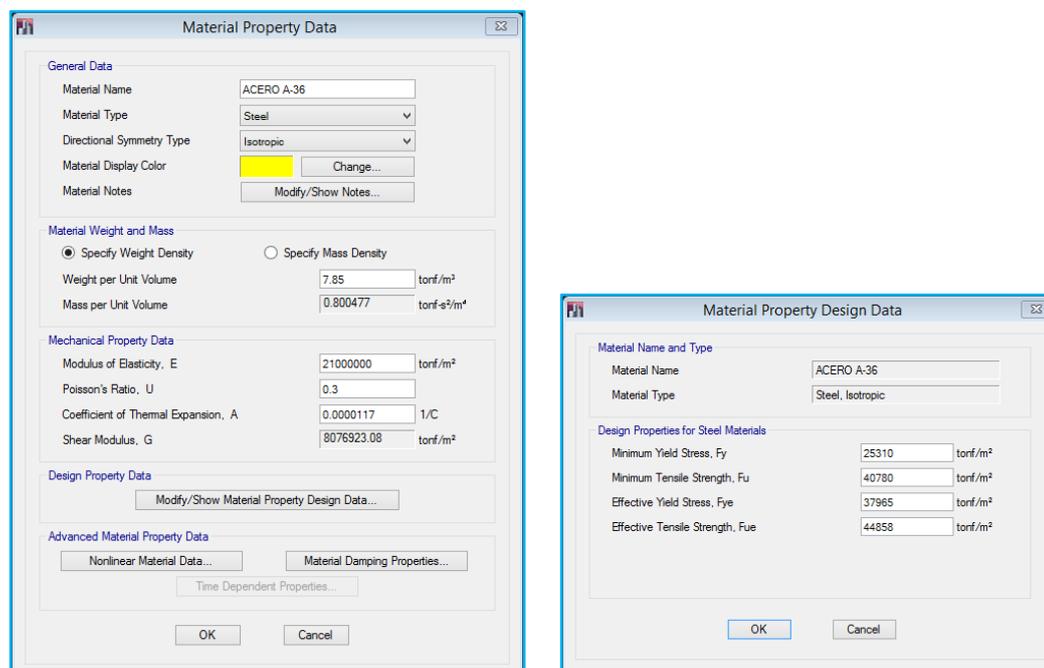


Figura 61: Propiedades del material acero A36

Fuente: Etabs 2015

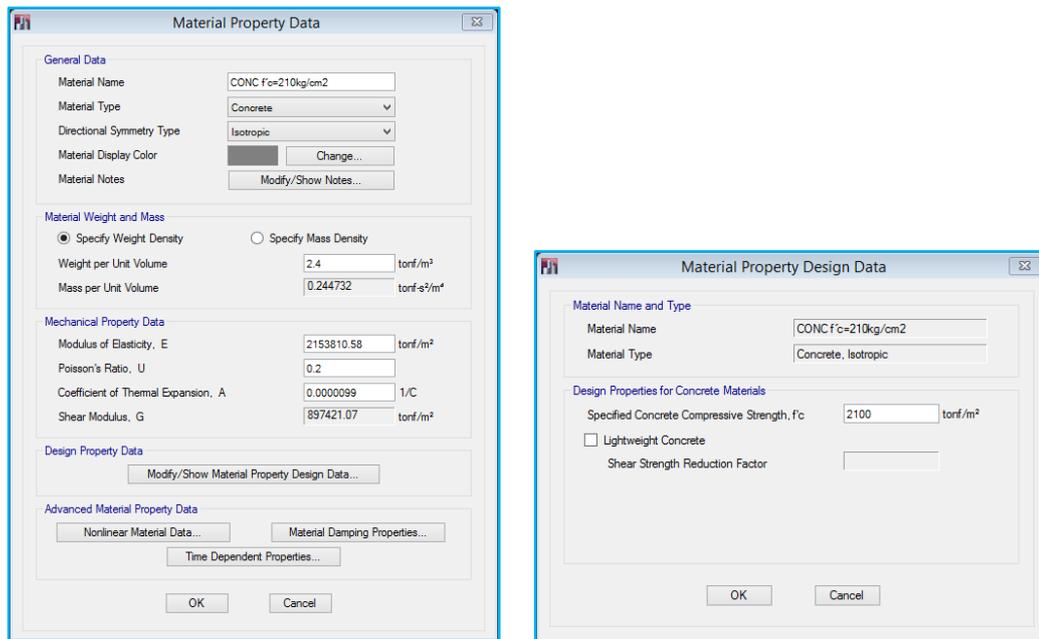


Figura 62: Propiedades del concreto

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.2 DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES A UTILIZAR EN LA ESTRUCTURA

Las secciones del prediseño analizadas con anterioridad se ingresan en el software de diseño estructural.

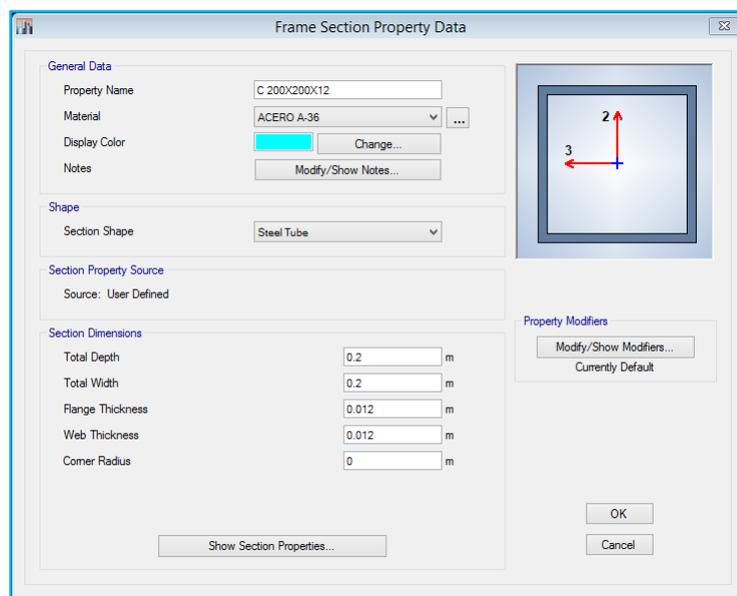


Figura 63: Columna de acero

Fuente: Etabs 2015

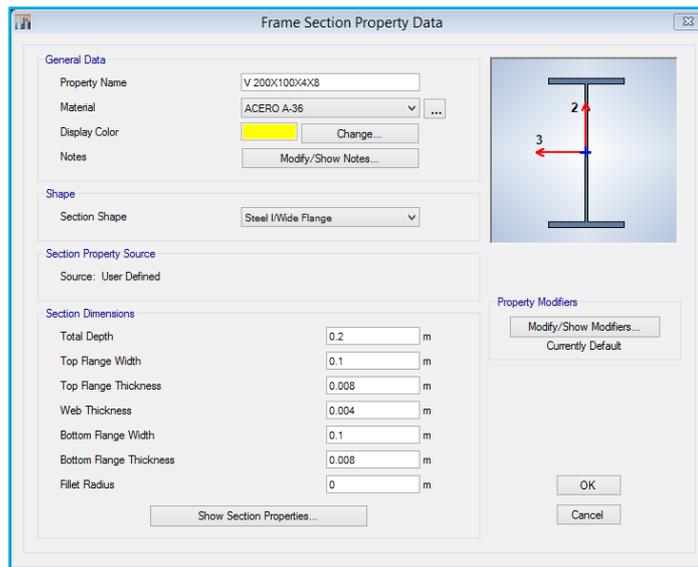


Figura 64: Viga de acero

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.3 DEFINICIÓN DE LA PLACA COLABORANTE

Teniendo en cuenta las unidades $[Tm]$ se procede a introducir la sección de la placa colaborante.

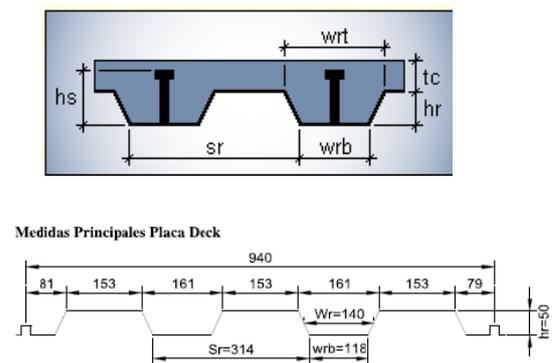
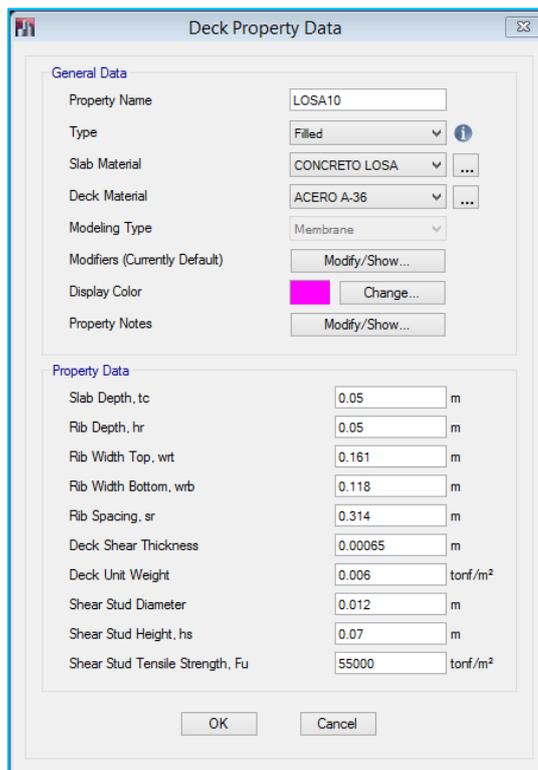


Figura 65: Propiedades de la placa colaborante

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.4 DEFINICIÓN DE CARGAS

Paso siguiente es el ingreso de las cargas cuantificadas anteriormente que se aplicarán en la estructura, el peso propio (PP) de vigas y columnas el programa lo calculara es por eso que se ingresa un coeficiente de 1 en el software, las demás cargas tendrán un coeficiente de 0, ya que nosotros cuantificamos dichas cargas como son la carga viva (CV) con un valor de 200 kg/cm^2 para las dos plantas y 70 kg/cm^2 para el tapagrada según el capítulo (Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) y una carga muerta (CM) cuyo valor fue calculado en la sección 2.6.5.2. La carga sísmica (CSX, CSY) puede presentarse en cualquiera de las dos direcciones.

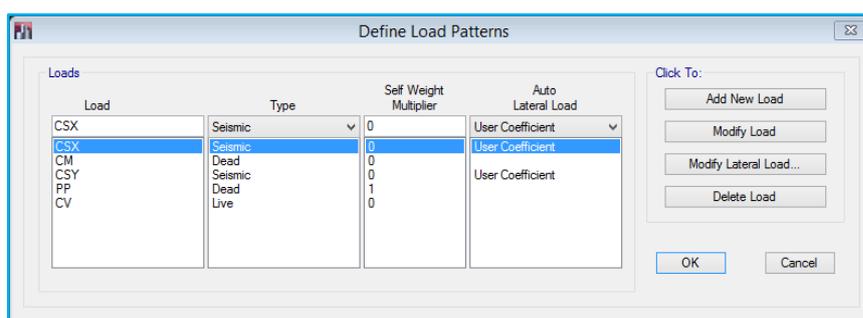


Figura 66: Cargas en la estructura

Fuente: Etabs 2015

Para las cargas sísmicas se define el coeficiente del cortante basal calculado con anterioridad y el rango de pisos que se desea considerar, se ha considerado desde el primero hasta el tercer piso, así también se tiene la opción de definir la dirección en la cual se desea considerar la excentricidad; en este trabajo se asignó un 5% como excentricidad. Se comprueba la ubicación “real” del centro de rigidez, mostrado en las tablas de Etabs **Display – Show Tables – Analysis – Results - Structure Results – Center of Mass and Rigidity** (Guerra, 2015, p. 99).

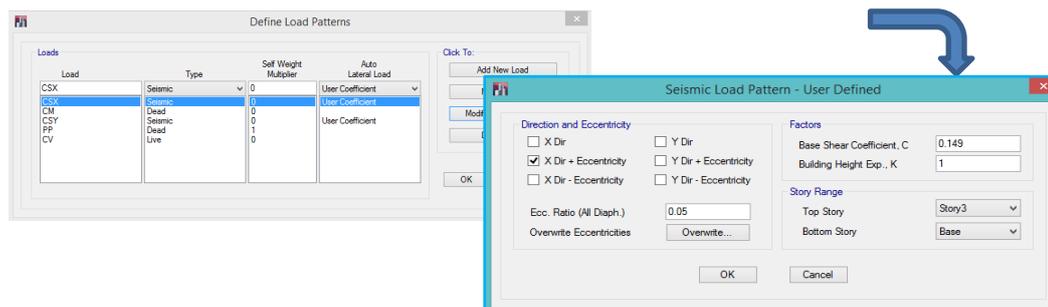


Figura 67: Carga sísmica

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.5 COMBINACIÓN DE CARGAS

Las combinaciones de carga que se utilizan son las indicadas en la NEC-15 y considerando todas las cargas sísmicas mencionadas, las combinaciones y envolventes a ser ingresadas al programa son:

COMBINACIONES

Combinación 1	1.4 PP	Combinación 2	1.2 PP
	1.4 CM		1.2 CM
			1.6 CV
Combinación 3	1.2 PP	Combinación 4	1.2 PP
	1.2 CM		1.2 CM
	1.6 CV		1.6 CV
	1 CSX		-1 CSX
Combinación 5	1.2 PP	Combinación 6	1.2 PP
	1.2 CM		1.2 CM
	1.6 CV		1.6 CV
	1 CSY		-1 CSY
Combinación 7	0.9 PP	Combinación 8	0.9 PP
	0.9 CM		0.9 CM
	1 CSX		-1 CSX
Combinación 9	0.9 PP	Combinación 10	0.9 PP
	0.9 CM		0.9 CM
	1 CSY		-1 CSY
Combinación 9	0.9 PP	Combinación 10	0.9 PP
	0.9 CM		0.9 CM
	1 CSY		-1 CSY

ENVOLVENTES

ENVEXX	Combinación 1	ENVEYY	Combinación 1
	Combinación 2		Combinación 2
	Combinación 3		Combinación 5
	Combinación 4		Combinación 6
	Combinación 7		Combinación 9
	Combinación 8		Combinación 10

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4
CM	1.4

Figura 68: Datos de combinación de carga

Fuente: Etabs 2015

Load Name	Scale Factor
Comb1	1
Comb2	1
Comb3	1
Comb4	1
Comb7	1
Comb8	1

Figura 69: Creación del estado de carga envolvente.

Fuente: Etabs 2015

Siendo las cargas:

Peso Propio (PP): en este estado de carga, automáticamente el programa calcula el peso propio de columnas y vigas, que no son considerados en la estimación de cargas que se realiza en el pre diseño y son ingresadas como carga muerta.

Carga Muerta (CM): es la carga permanente, correspondiente a la carga muerta, que incluye los siguientes componentes:

- Peso de mampostería, macillado, instalaciones, acabados, peso de la placa, peso del concreto y otras.

Carga Viva (CV): se define la carga viva según lo establecido en la NEC 2015, para residencias.

Carga Sísmica (CSX, CSY): fuerza lateral (Guerra, 2015, p. 97).

2.6.5.6.6 ESCALERA METÁLICA

Por medio de líneas de referencias y según la configuración arquitectónica se procede a dibujar las gradas en el programa, las mismas son el medio de acceso entre plantas de la edificación. Tomando en cuenta que en nuestro modelo la altura de entrepiso es de 2.50 m, la huellas es de 30 cm y la contrahuella de 18 cm, y tiene un descanso de 2.40 m x 1.45 m.

Se asigna la carga viva para residencias unifamiliares y bifamiliares de 200 kg/cm² establecida en la NEC-2015 en el capítulo Cargas no Sísmicas.

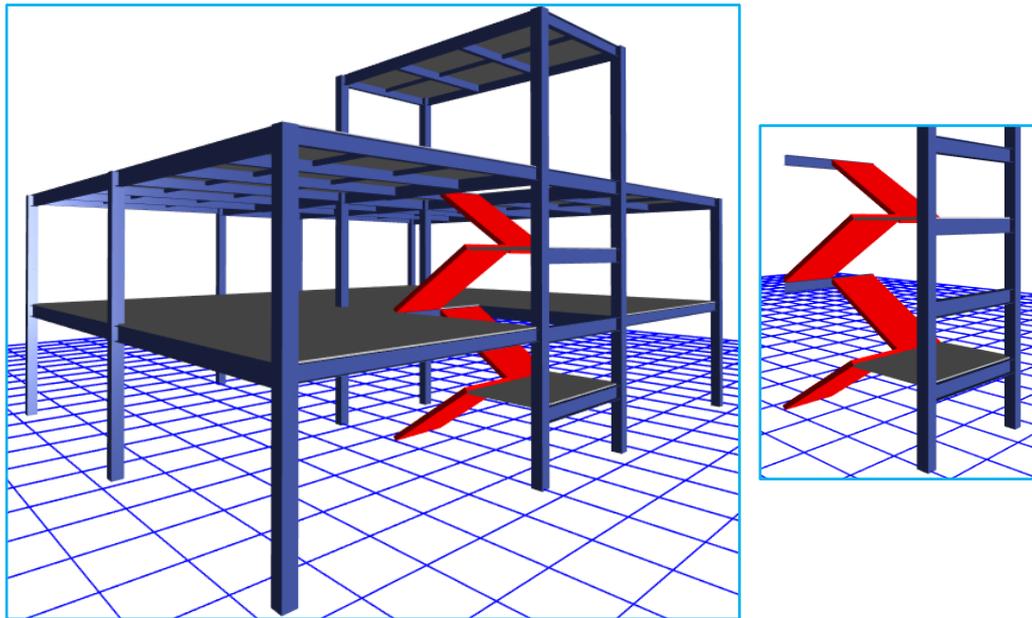
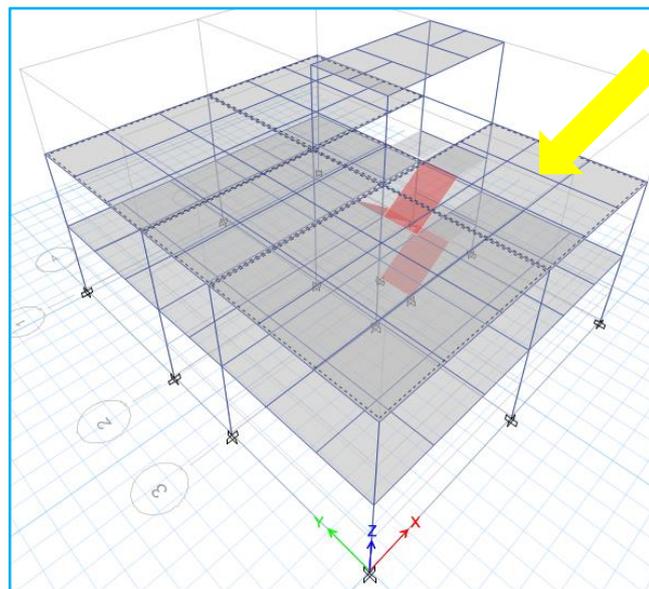


Figura 70: Escaleras metálicas

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.7 DETERMINACIÓN DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS (GRAVITACIONALES)

Las cargas gravitacionales se aplica sobre elementos área (losas).



Se selecciona la losa, que será el área donde será aplicada las cargas gravitacionales.

Figura 71: Asignación de cargas gravitacionales

Fuente: Etabs 2015

Una vez seleccionado los elementos, la secuencia es la siguiente:

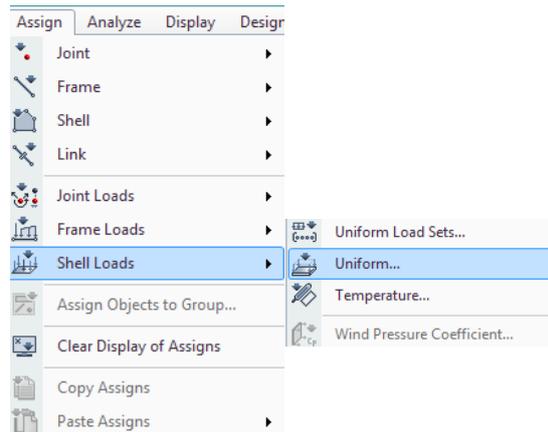


Figura 72: Asignación de cargas uniformes

Fuente: Etabs 2015

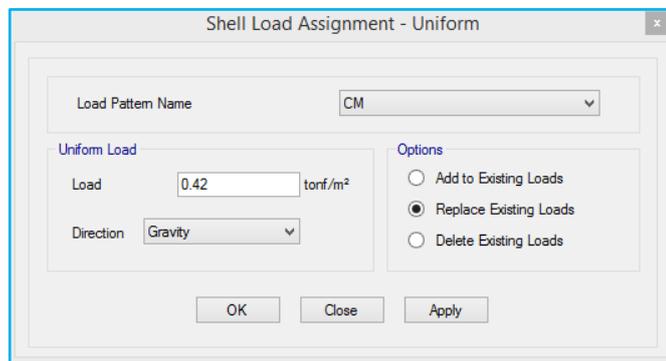


Figura 73: Asignación de cargas uniformes

Fuente: Etabs 2015

La figura 74, muestra la asignación de la carga muerta calculada en la sección 2.6.5.2, la carga se asigna a las losas de cada piso, en el piso 1 la carga es 0.42 T/m^2 .

Según (Guerra, 2015, p. 109) menciona que la dirección en la cual actúa la carga es la dirección de la gravedad. En la parte inferior derecha de la ventana se tienen las siguientes opciones, que son válidas solo para el estado de carga activo:

- **“Add to Existing Loads”**

Se puede sumar la carga a una asignada con anterioridad.

- **“Replace Existing Loads”**

Reemplaza las cargas existentes, por la carga que se está asignando.

- **“Delete Existing Loads”**

Elimina la carga

2.6.5.6.8 ASIGNACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Para la modelación de la presente investigación se ingresa el espectro de diseño tomando en cuenta que las dos plantas y el tapa grada de la edificación se considerarán diafragmas rígidos, estos diafragmas se encargan de conectar todos los nudos de la losa, para posteriormente analizar la fuerza sísmica en cada piso, la misma que se aplica en el centro de masas de cada planta de la estructura.

El espectro de diseño inelástico se analizó en el apartado 2.6.3.11, en base aspectos de la edificación analizada, así se define los siguientes parámetros principales: $I=1$, $R=8$, $Z=0.40$ y para suelo tipo D, no se ha tomado en cuenta irregularidad ni en planta ni el elevación pues se tiene una estructura regular.

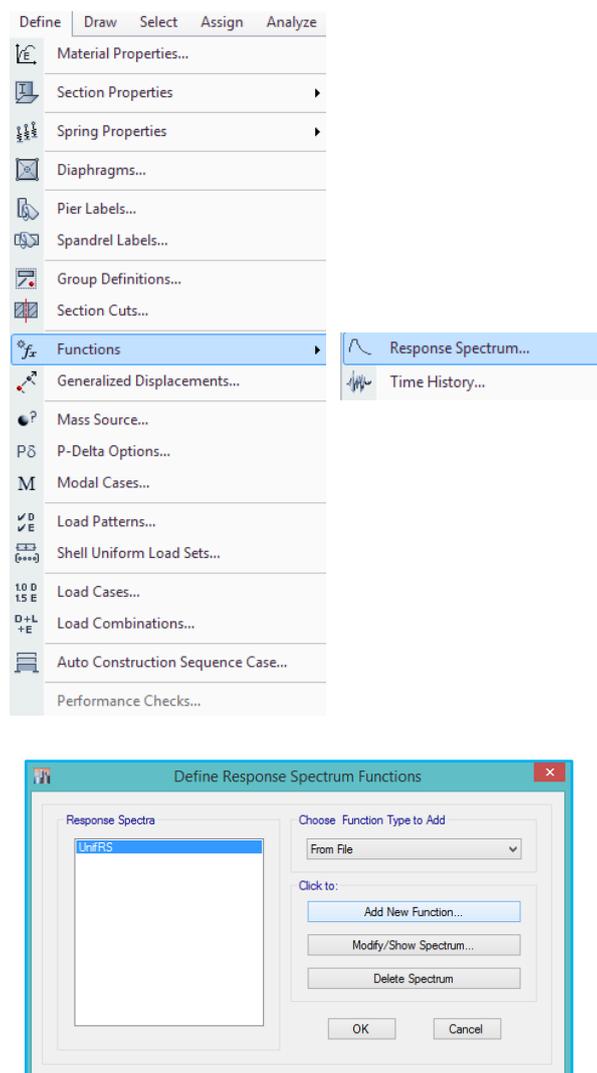


Figura 74: Espectro de respuesta.

Fuente: Etabs 2015

Se ingresa el espectro por medio de un documento con extensión .TXT.

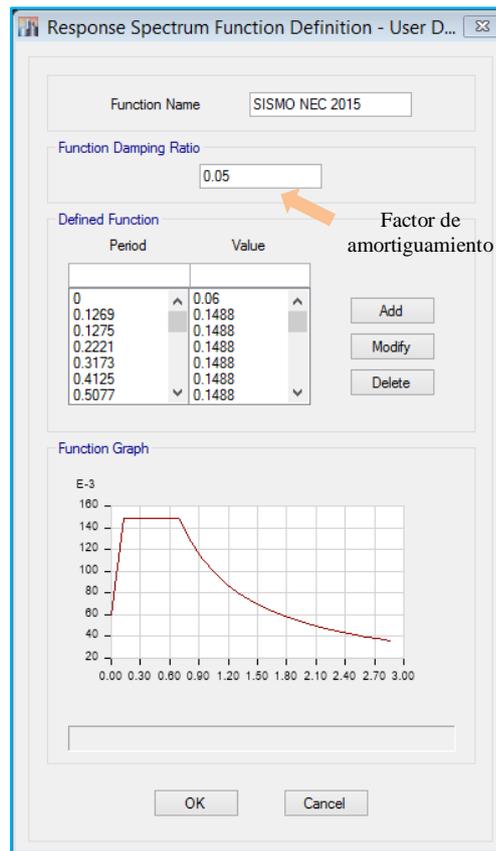


Figura 75: Definición del Espectro Inelástico

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.9 DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Se define el espectro de diseño, en cada dirección de análisis, dando clic en **Define/Load cases**.

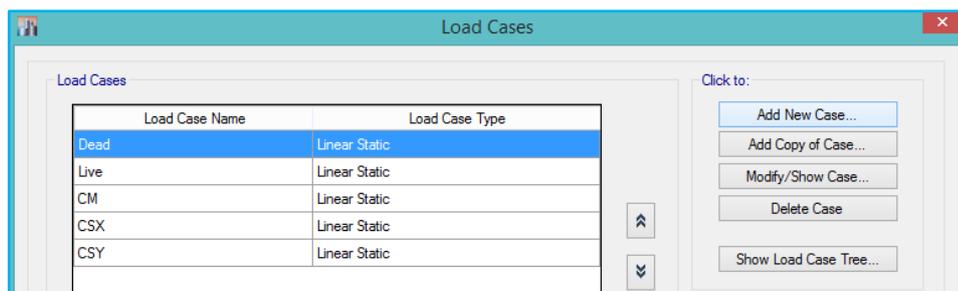


Figura 76: Ingreso de un nuevo caso de carga

Fuente: Etabs 2015

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) mencionar que “las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura” (p. 38).

Por esta razón es recomendable generar un estado de carga de espectro de respuesta para el sentido “X” y para el sentido “Y”.

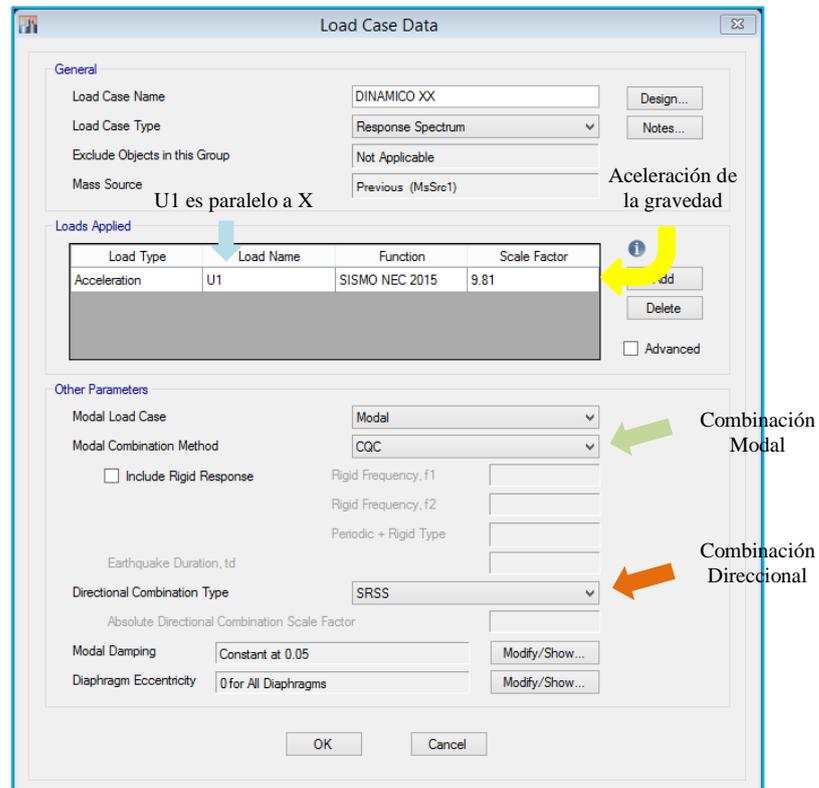


Figura 77: Casos de espectro de respuesta en el sentido X

Fuente: Etabs 2015

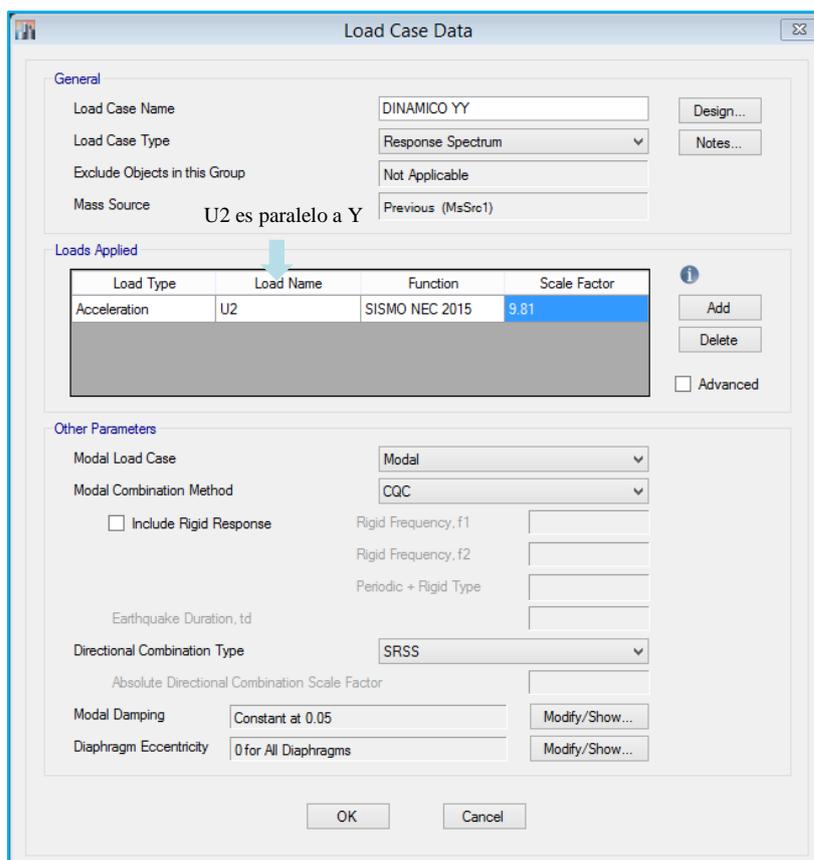


Figura 78: Casos de espectro de respuesta en el sentido Y

Fuente: Etabs 2015

Las combinaciones tomadas en cuenta en el presente trabajo, son:

(Guerra, 2015) nos dice que “la combinación modal CQC, es el método que toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos con periodos de vibración cercanos causados por el amortiguamiento; con este método se evita que dichos modos de vibración se superpongan” (p. 106).

(Guerra, 2015) menciona que “la combinación direccional SRSS, es el método que combina los resultados direccionales tomando la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados” (p. 107).

2.6.5.6.10 ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Para la asignación de diafragmas rígidos en los niveles de la edificación se selecciona cada planta de la estructura, los mismos son encargados de unir todos los nudos de la estructura, para que se aplique la carga sísmica que actúa en el centro de masas de cada nivel de la estructura.

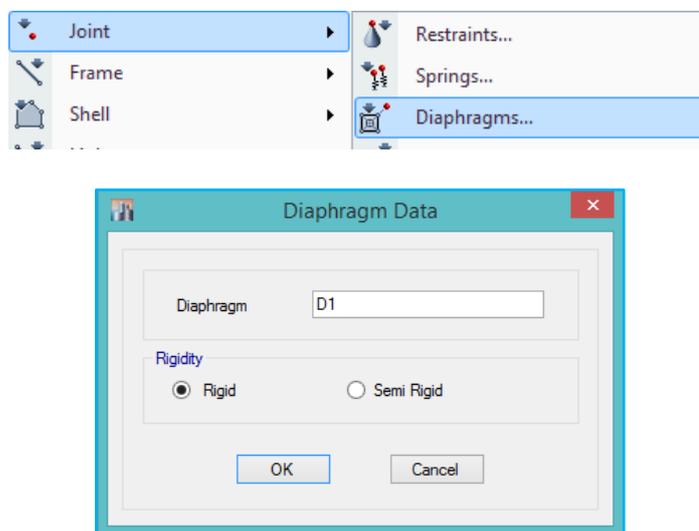


Figura 79: Creación de diafragmas

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.11 DEFINICIÓN MASA REACTIVA SÍSMICA

La masa reactiva sísmica en el modelo toma la totalidad de las cargas muertas más un 25% de las cargas vivas para el caso de bodegas y almacenaje (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 55).

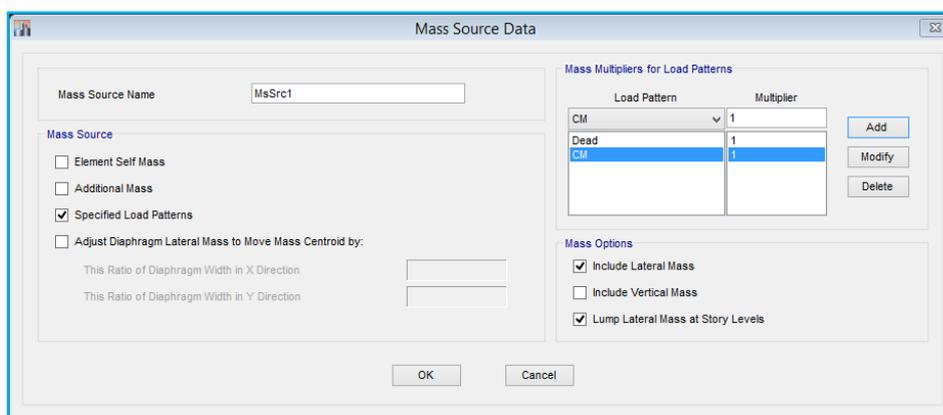


Figura 80: Definición de la masa reactiva sísmica

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.12 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS EN ETABS

La estructura esta siendo analizada como un sistema de pórticos especiales resistentes a momento según lo establecido en el reglamento (AISC 341, 2010), es fundamental definir este parámetro en el software de diseño estructural Etabs, pues al seleccionar de manera correcta este parámetro el software realiza una revisión especial a vigas y columnas, con el objetivo de que cumpla con los parámetros sísmicos.

Al seleccionar esta opción tambien estamos pidiendo al programa que analíse el criterio de columna fuerte – viga débil, que es fundamental para que el sistema estructural se comporte en el rango inelástico con un balance adecuado de rigidez.

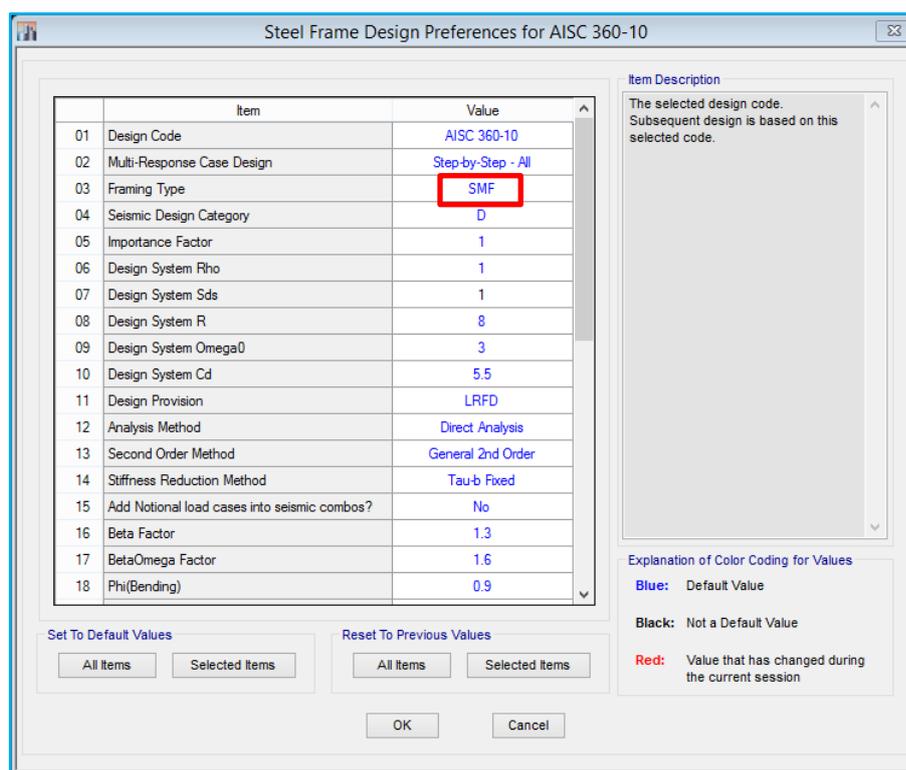


Figura 81: Asignación del sistema SMF

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.13 OPCIONES DEL ANÁLISIS

Se define las opciones de análisis de la siguiente manera.

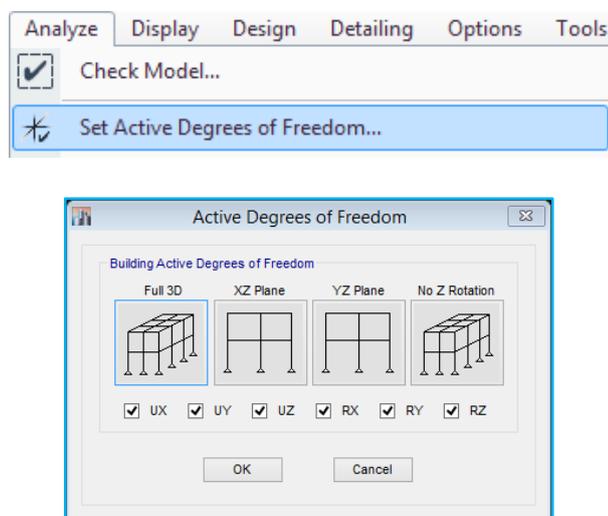


Figura 82: Selección de los grados de libertad

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.6.14 RESTRICCIONES EN ETABS

Se seleccionan todos los puntos de la base de la estructura y se asigna el tipo de soporte que se desea, en nuestro caso un análisis empotrado.

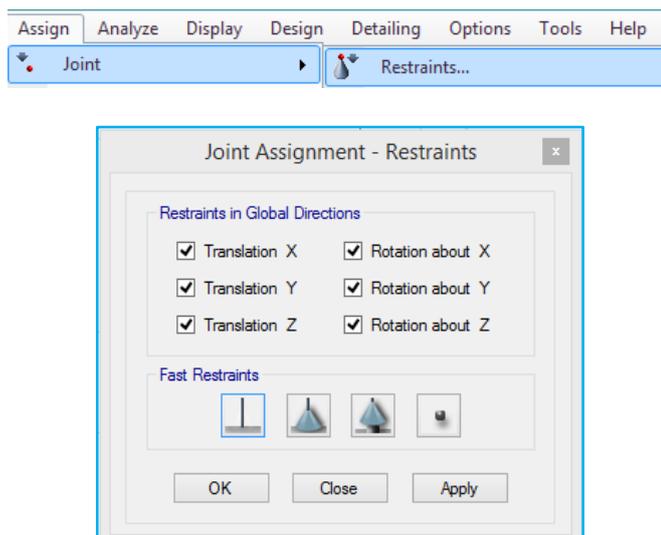


Figura 83: Asignación de restricciones

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.7 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Se manda a correr el análisis 

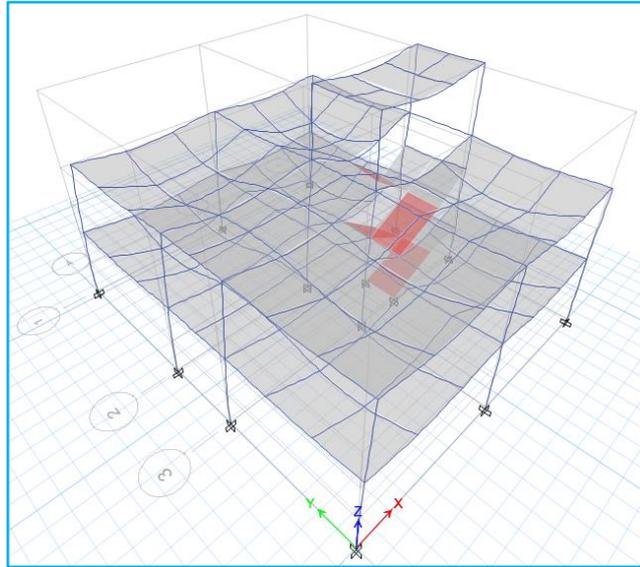


Figura 84: Análisis de la estructura

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.7.1 CONTROL DE EXCENRICIDAD

Anterior a la revisión de la ubicación del centro de masas y rigidez, se debe realizar el siguiente procedimiento para que el programa calcule la ubicación.

Analyze - Set Load Cases To Run (Guerra, 2015, p. 100)

La excentricidad no debe exceder el 5%.

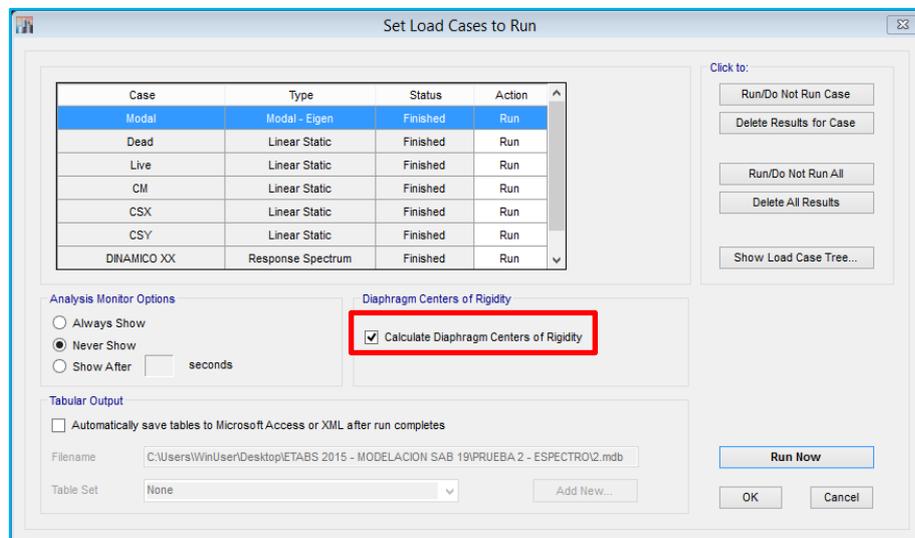
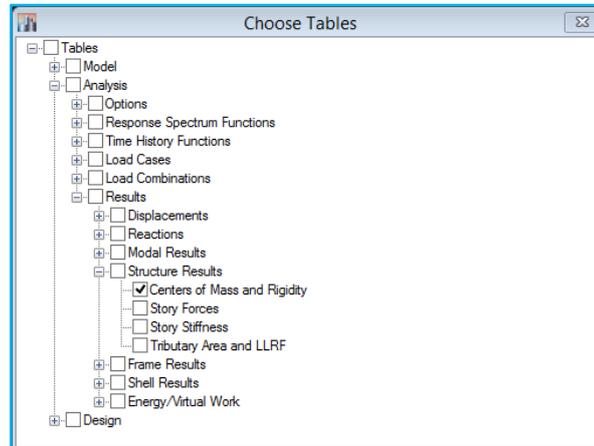


Figura 85: Activación de masas y rigideces.

Fuente: Etabs 2015

Se comprueba la ubicación del centro de masas y rigideces, mostrado en las tablas de Etabs, **Display – Show Tables – Analysis – Results – Structure Results – Center of Mass and Rigidity.**



Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X tonf+9/m	Mass Y tonf+9/m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf+9/m	Cumulative Y tonf+9/m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	5.8993	5.8993	4.8888	6.1519	5.8993	5.8993	4.8888	6.1519	4.9398	6.1525
Story2	D2	4.27912	4.27912	4.9123	6.1558	4.27912	4.27912	4.9123	6.1558	5.3062	6.1343
Story3	D3	0.40651	0.40651	7.85	6	0.40651	0.40651	7.85	6	7.4814	6.0283

Figura 86: Centro de masas y rigideces generado por el Etabs.

Fuente: Etabs 2015

Se debe cumplir que la excentricidad máxima sea menor que el 5% de la distancia en el sentido de análisis.

$$e_{max} < 5\% Dx$$

$$5\% Dx = 5\% * 10.30m = 0.515$$

$$5\% Dy = 5\% * 12.30m = 0.615$$

Tabla 25: Comprobación de la excentricidad

STORY	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Centro Masas	Centro Rigideces	e máx.	$e_{max} < 5\% Dx$	Centro Masas	Centro Rigideces	e máx.	$e_{max} < 5\% Dy$
1	4.8888	4.9389	0.0501	CUMPLE	6.1519	6.1525	0.0006	CUMPLE
2	4.9123	5.3062	0.3939	CUMPLE	6.1558	6.1343	0.0215	CUMPLE
3	7.8500	7.4814	0.3686	CUMPLE	6	6.0283	0.0283	CUMPLE

2.6.5.7.2 CONTROL DE LAS DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA

Este parámetro es muy importantes ya que el diseñador debe comprobar que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales, es por ello la necesidad de realizar un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

La norma (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015) da un valor máximo admisible para deriva de piso máxima inelástica Δ_M de 0.02 para este tipo de estructura. Y establece la siguiente expresión para transformar las deformaciones obtenidas por el análisis estático Δ_M , a deformaciones inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Se realiza un análisis interactivo de varias comprobaciones de la deriva máxima de piso variando las secciones de los elementos, hasta cumplir con la condición de deriva y así obtener secciones definitivas:

Se debe seguir los siguientes pasos: **Display - Story Response Plots.**

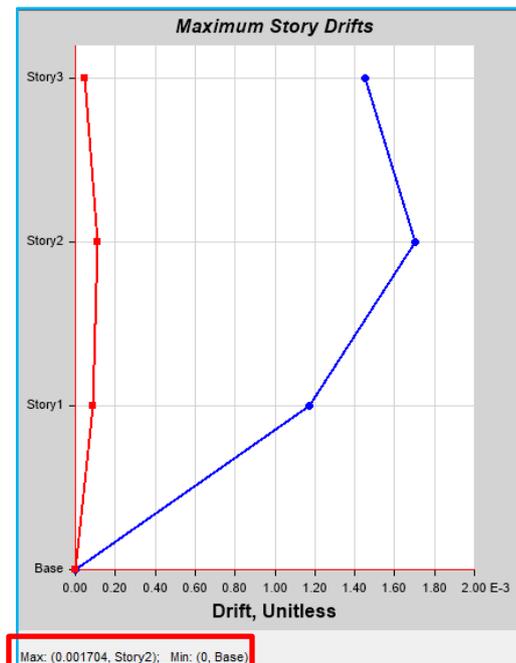


Figura 87: Deriva de piso en el sentido X

Fuente: Etabs 2015

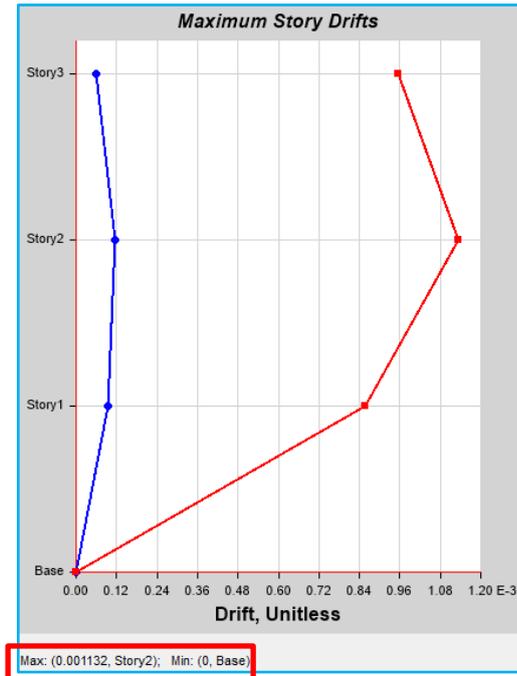


Figura 88: Deriva de piso en el sentido Y

Fuente: Etabs 2015

En las figuras 88 y 89, el programa nos muestra una deriva elástica máxima de 0.001704 en el sentido X y 0.001132 en el sentido Y, las mismas se deben transformar a una deriva inelástica máxima de 0.02 (2%) según el capítulo (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40).

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

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

R: factor de reducción de resistencia

- **Sentido X**

$$\Delta_E = 0.001704$$

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001704 = 0.01022$$

$$0.01022 < 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

- **Sentido Y**

$$\Delta_E = 0.001132$$

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001132 = 0.006792$$

$$0.006792 < 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

Determinada la deriva inelástico obtenida de la estructura y comprobando que cumple con la exigencia de la NEC 2015, ayuda a evitar excesivas deformaciones que ocasionen graves pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

2.6.5.7.3 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los modos de vibración son otro parámetro de interés a evaluar en el análisis de la estructura. Se sigue los siguientes pasos: **Display - Deformed Shape**

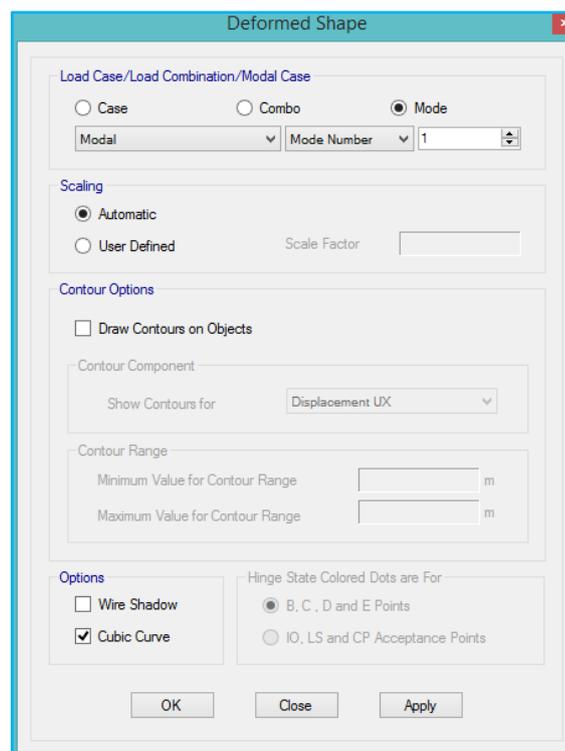


Figura 89: Modos de vibración

Fuente: Etabs 2015

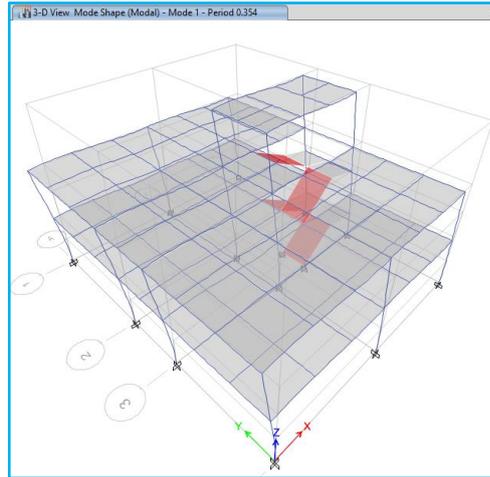


Figura 90: Traslacional - primer modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

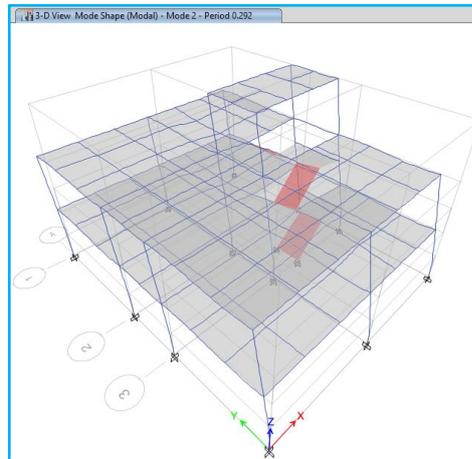


Figura 91: Traslacional - segundo modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

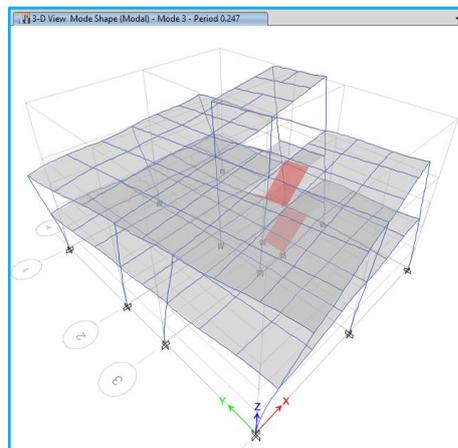


Figura 92: Rotacional - tercer modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

Es importante tomar en cuenta que se debe analizar los tres primeros modos de vibración pues en los mismos interviene la mayor cantidad de masa, en donde los dos primeros modos deben ser traslacionales y el tercer modo de vibración torsional.

2.6.5.7.4 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) establece que “todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración” (p. 58).

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) nos dice que: “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas” (p. 58).

Para verificar que las condiciones descritas anteriormente se cumpla se sigue los siguientes pasos: **Display- Show Tables - Modal Participating Mass Ratios.**

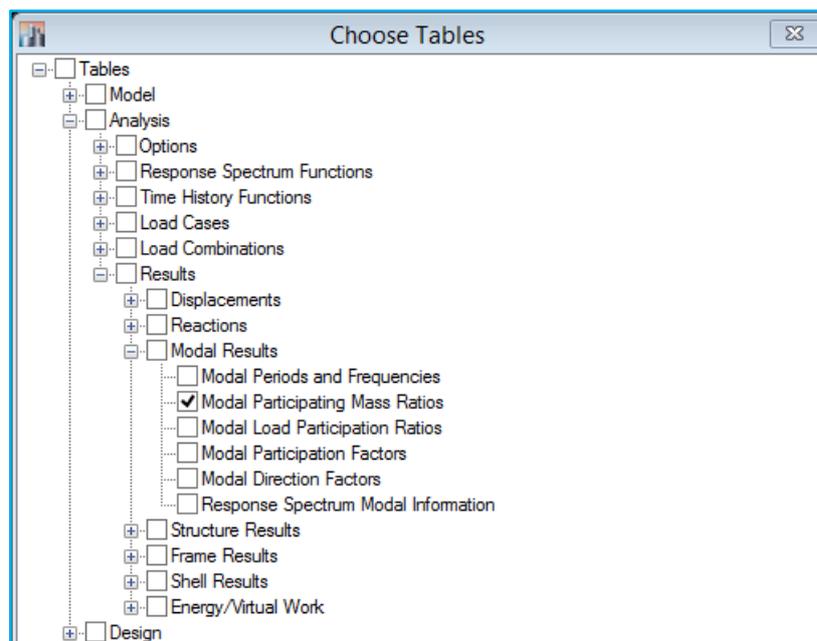


Tabla 26: Participación modal

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.360	0.801	0.002	0	80.14%	0.16%	0.00%
2	0.299	0.002	0.812	0	80.31%	81.35%	0.00%
3	0.248	0.000	0.003	0	80.32%	81.60%	0.00%
4	0.137	0.080	0.000	0	88.28%	81.63%	0.00%
5	0.122	0.000	0.071	0	88.29%	88.76%	0.00%
6	0.087	0.090	0.001	0	97.32%	88.87%	0.00%
7	0.086	0.024	0.004	0	99.72%	89.25%	0.00%
8	0.078	0.000	0.102	0	99.72%	99.48%	0.00%
9	0.069	0.000	0.001	0	99.73%	99.56%	0.00%
10	0.021	0.000	0.001	0	99.74%	99.66%	0.00%
11	0.019	0.001	0.000	0	99.82%	99.67%	0.00%
12	0.015	0.000	0.002	0	99.82%	99.90%	0.00%

Se puede observar en la tabla 26, que 6 modos de vibración son los que tienen participación de la masa modal acumulada menor a 90% de la masa total de la estructura.

2.6.5.7.5 CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

“El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares ó < 85% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 57).

Se presenta a continuación el procedimiento para la corrección del cortante basal estático con respecto a los resultados obtenidos en el análisis dinámico. El coeficiente de cortante basal es de 0.149 para la dirección tanto X como Y; el mismo fue calculado en la sección 2.6.3.11.

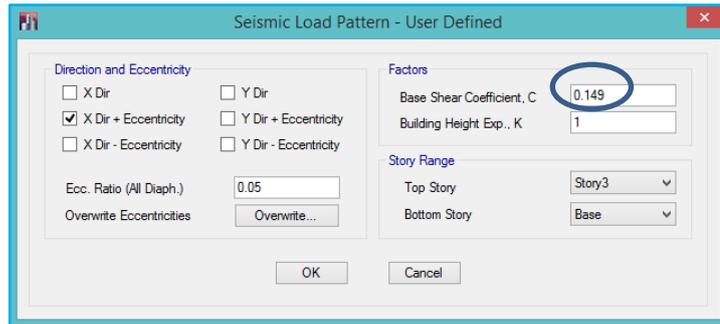
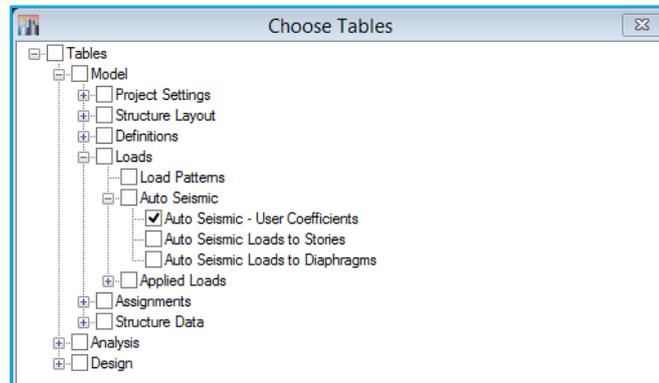


Figura 93: Definición del coeficiente del cortante basal

Fuente: Etabs 2015

Analizada la estructura, se puede determinar el peso reactivo de la estructura. Siguiendo los pasos: **Display - Show Tables**



Auto Seismic - User Coefficients											
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf	
CSX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	105.8383	15.7699	
CSY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	105.8383	15.7699	

Figura 94: Peso y el cortante basal de la estructura.

Fuente: Etabs 2015

Peso W de la estructura:

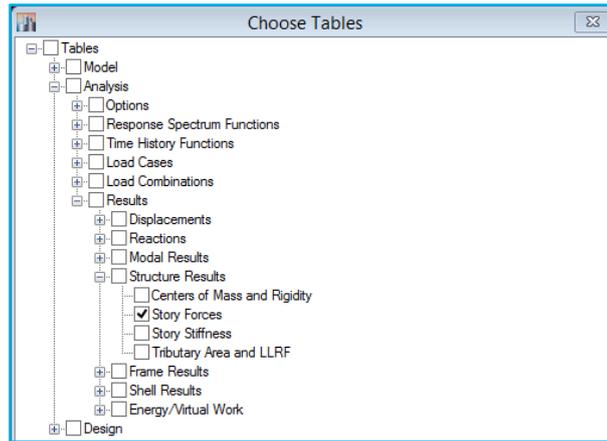
$$W = 105.83 T$$

$$V = 0.149 * W$$

$$V = 0.149 * 105.83 T$$

$$V = 15.76 T$$

Para revisar el cortante basal dinámico se realiza los siguientes pasos: **Display- Show Tables.**



Story Forces								
123 de 144 Reload Apply								
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	DINAMICO XX M...	Top	0	12.764	0.7186	75.985	1.2897	24.1175
Story1	DINAMICO XX M...	Bottom	0	12.7994	0.7207	76.1813	3.078	55.4868
Story1	DINAMICO YY M...	Top	0	0.7153	12.9135	70.3506	24.0681	1.2754
Story1	DINAMICO YY M...	Bottom	0	0.7207	12.9364	70.605	55.9022	3.0537

Figura 95: Cortante basal estático y dinámico

Fuente: Etabs 2015

f_{c1} es el factor en dirección X:

$$f_{c1} = \frac{15.76 T}{12.79 T} = 1.232$$

f_{c2} es el factor en dirección Y:

$$f_{c2} = \frac{15.76 T}{12.93 T} = 1.219$$

Estos coeficientes generalmente son diferentes en cada dirección X e Y.

Aun cuando la norma dice que debe ser < 80% del cortante basal estático para estructuras regulares, nosotros decidimos igualarlo.

Se introduce estos factores en cada uno de los casos de carga de espectro de respuesta, siguiendo la siguiente secuencia: **Define - Load Cases**.

Clic en **Modify - Show Case**, para ingresar f_{c1} y f_{c2} , según corresponda.

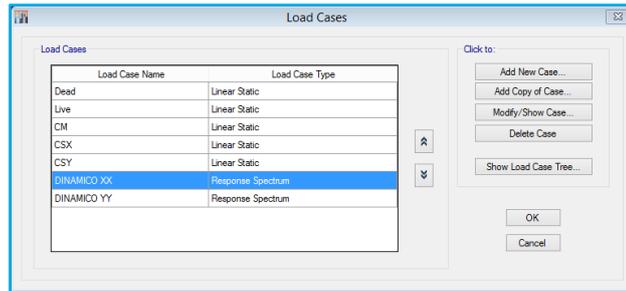


Figura 96: Cambiar caso DINAMICO XX

Fuente: Etabs 2015

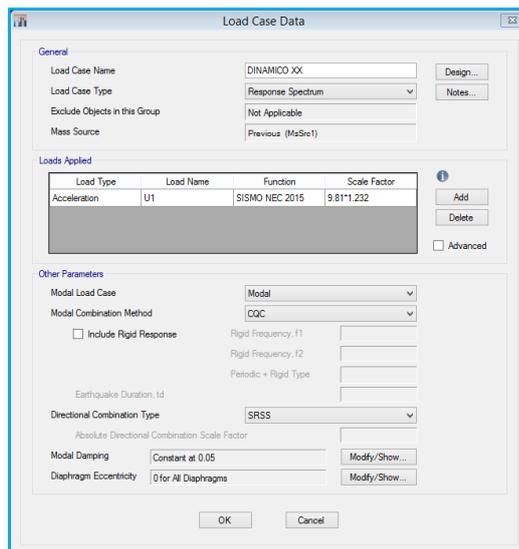


Figura 97: Ingreso de fc_1 en el software

Fuente: Etabs 2015

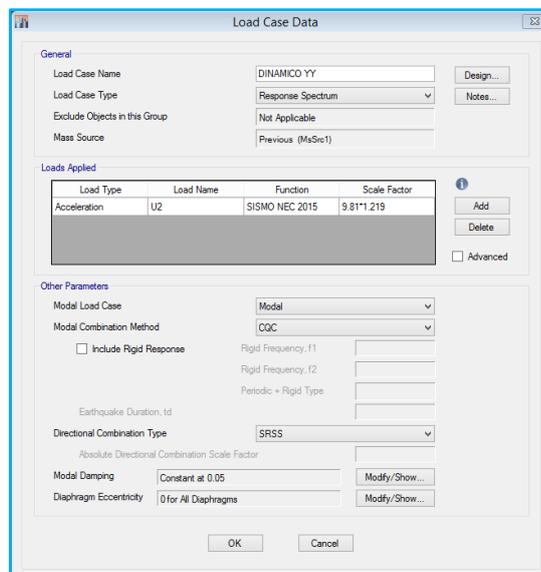


Figura 98: Ingreso de fc_2 en el software

Fuente: Etabs 2015

Se introduce los factores de corrección y se vuelve a analizar el modelo, para que el programa calcule los nuevos valores del cortante basal dinámico, que deben ser similares a los valores de cortante basal estático (Guerra, 2015). Así tenemos:

Story Forces								
1 de 144 Reload Apply								
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	DINAMICO XX M...	Top	0	15.7253	0.8853	93.6135	1.5889	29.7128
Story1	DINAMICO XX M...	Bottom	0	15.7689	0.8878	93.8553	3.7921	68.3598
Story1	DINAMICO YY M...	Top	0	0.8719	15.7416	85.7574	29.339	1.5547
Story1	DINAMICO YY M...	Bottom	0	0.8785	15.7695	86.0674	68.1448	3.7224

Figura 99: Valores coregidos de cortante basal estático y dinámico

Fuente: Etabs 2015

2.6.5.7.6 EFECTO P-DELTA

En el apartado 1.6.11 de la presente investigación se analiza el efecto P- Delta, de acuerdo a (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 68).

Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i considerado

Tabla 27: Deriva de piso Δ_i

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	X	Y	Z
			m	m	rad	m	m	m
3	D3	DINAMICO XX Max	0.010885	0.000455	0.000009	7.85	6	7.5
3	D3	DINAMICO YY Max	0.00047	0.007304	0.000079	7.85	6	7.5
2	D2	DINAMICO XX Max	0.006973	0.000313	0.000005	4.9122	6.1553	5
2	D2	DINAMICO YY Max	0.000325	0.004762	0.000039	4.9122	6.1553	5
1	D1	DINAMICO XX Max	0.002808	0.000155	0.000005	4.8885	6.1512	2.5
1	D1	DINAMICO YY Max	0.00014	0.001992	0.00002	4.8885	6.1512	2.5

Tabla 28: Cortante sísmico

Piso	Load Case/Combo	Location	VX	VY	T	MX	MY
			T	T	T-m	T m	T m
Story3	DINAMICO XX Max	Top	1.6386	0.0761	9.6725	0	0
Story3	DINAMICO XX Max	Bottom	1.6386	0.0761	9.6725	0.1902	4.0966
Story3	DINAMICO YY Max	Top	0.0796	1.5475	12.1906	0	0
Story3	DINAMICO YY Max	Bottom	0.0796	1.5475	12.1906	3.8686	0.1989
Story2	DINAMICO XX Max	Top	10.4659	0.5475	62.7132	0.1902	4.0966
Story2	DINAMICO XX Max	Bottom	10.6182	0.5557	63.5914	1.5506	29.7058
Story2	DINAMICO YY Max	Top	0.5403	10.35	56.6944	3.8686	0.1989
Story2	DINAMICO YY Max	Bottom	0.5523	10.505	58.1842	29.3312	1.5182
Story1	DINAMICO XX Max	Top	15.7291	0.8666	93.7733	1.5506	29.7058
Story1	DINAMICO XX Max	Bottom	15.7728	0.869	94.0157	3.7067	68.3633
Story1	DINAMICO YY Max	Top	0.8534	15.7438	85.7376	29.3312	1.5182
Story1	DINAMICO YY Max	Bottom	0.8599	15.7719	86.0481	68.1426	3.6388

Tabla 29: Suma de la carga total vertical sin mayorar

Piso	Load Case/Combo	Location	P	MX	MY
			T	T m	T m
Story3	Pi	Top	4.5241	27.1444	-35.5139
Story3	Pi	Bottom	5.2325	31.3947	-41.0747
Story2	Pi	Top	68.4361	420.6546	-350.3021
Story2	Pi	Bottom	75.4227	462.8011	-395.5976
Story1	Pi	Top	152.8152	939.4742	-774.3229
Story1	Pi	Bottom	159.8018	981.6206	-819.6184

Se ha creado una combinación de cargas para los casos CM, Dead y Live sin factor de mayoración, para cumplir con el parámetro establecido en la NEC 2015 en el capítulo NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), de esta manera se determina los índices de estabilidad en la dirección x y en la dirección y.

Tabla 30: Índice de estabilidad

Piso	h (m)	Deriva x	Deriva y	Cortante x	Cortante y	Carga Vertical	Índice estabilidad x	Índice estabilidad y
3	2.5	0.010885	0.007304	1.6386	1.5475	5.2325	<u>0.0139</u>	<u>0.0098</u>
2	2.5	0.006973	0.004762	10.6182	10.505	75.4227	<u>0.0198</u>	<u>0.0136</u>
1	2.5	0.002808	0.001992	15.7728	15.7719	159.8018	<u>0.0113</u>	<u>0.0080</u>

En dirección X y Y el efecto P-DELTA, no necesita ser considerado en la estructura, pues cumple con la condición $Q_i < 0.1$.

2.6.5.8 DISEÑO SECCIONES DE ACERO

Las secciones finales tanto de vigas como de columnas se realiza mediante un interacción entre secciones hasta llegar a tener las secciones óptimas, que cumplan con los parámetros sísmo resistentes establecidos en la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015). Se procede a realizar las comprobaciones de la capacidad de las secciones y se comprueba los cálculos realizados por el software de diseño estructural Etabs. Se comprueba las vigas, tomando de igual manera la viga más cargada. El diseño de los elementos se realizara basado en el reglamento (AISC 360, 2010) y para determinar si los elementos son sísmicamente compactos se utiliza la (AISC 341, 2010).

2.6.5.8.1 VERIFICACIÓN DE VIGAS

Se presentan las propiedades de las vigas más cargadas, y un cálculo tipo de la viga más cargada que va del eje A-2 a B-2.

VIGA PRINCIPAL 1			VIGA PRINCIPAL 2		
Ag=	41.5	cm ²	Ag=	28.56	cm ²
d=	25	cm	d=	25	cm
tw=	0.5	cm	tw=	0.4	cm
bf=	15	cm	bf=	12	cm
tf=	1	cm	tf=	0.8	cm
Aw=	11.5	cm ²	Aw=	9.36	cm ²
Af=	15	cm ²	Af=	9.6	cm ²
hf=	24	cm	hf=	24.2	cm
h=	23	cm	h=	23.4	cm
Zx=	426.125	cm ³	Zx=	287.076	cm ³
Ix=	4829.46	cm ⁴	Ix=	3239.19	cm ⁴
rx=	10.79	0	rx=	10.65	cm
Iy=	562.74	cm ⁴	Iy=	230.52	cm ⁴
ry=	3.68	cm	ry=	2.84	cm
Sx=	386.36	cm ³	Sx=	259.14	cm ³
Sy=	75.03	cm ³	Sy=	38.42	cm ³

VIGA SECUNDARIA 3			VIGA SECUNDARIA 4		
Ag=	23.36	cm ²	Ag=	33	cm ²
d=	20	cm	d=	20	cm
tw=	0.4	cm	tw=	0.5	cm
bf=	10	cm	bf=	12	cm
tf=	0.8	cm	tf=	1	cm
Aw=	7.36	cm ²	Aw=	9	cm ²
Af=	8	cm ²	Af=	12	cm ²
hf=	19.2	cm	hf=	19	cm
h=	18.4	cm	h=	18	cm
Zx=	187.456	cm ³	Zx=	268.5	cm ³
Ix=	1683.06	cm ⁴	Ix=	2411.00	cm ⁴
rx=	8.49	cm	rx=	8.55	cm
Iy=	133.43	cm ⁴	Iy=	288.19	cm ⁴
ry=	2.39	cm	ry=	2.96	cm
Sx=	168.31	cm ³	Sx=	241.10	cm ³
Sy=	26.69	cm ³	Sy=	48.03	cm ³

2.6.5.8.2 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

En el análisis del software de diseño se obtiene que las vigas en el sentido “Y” no cumplen con la distancia máxima que se permite para una viga sin arriostramiento lateral para un pórtico especial resistente a momento, conforme a la sección D1.1 de la norma (AISC 341, 2010), este valor es de:

$$L = 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$$

$$L = 0.086 * 3.68 \text{ cm} \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}$$

$$L = 262.76 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud viga} = 540 \text{ cm}$$

Con este valor se decide colocar dos correas que soporten de manera lateral a las vigas paralelas al sentido “Y”. Las cuales proveerán de una longitud no arriostada de 1.80, como se muestra en la tabla 31, lo cual se encuentra dentro del límite permitido por la (AISC 341, 2010).

$$L_b = 180 \text{ cm}$$

$$180 < 255.20 \quad OK$$

Tabla 31: Chequeo de arriostramiento lateral

Viga	PISO	EJE	Es	Fy	ry	L	N° de A. Lateral	Lb	Limite	$Lb < 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$
			kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm		cm	cm	
1	1	A-2 a B-2	2100000	2531	3.68	490	2	180.00	262.76	CUMPLE
2	1	B-3 a C-3	2100000	2531	2.84	490	2	163.33	202.72	CUMPLE
3	1	C3 a C-4	2100000	2531	2.39	470	2	156.67	170.54	CUMPLE
4	1	1-2	2100000	2531	2.96	500	2	166.67	210.87	CUMPLE

2.6.5.8.3 PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS

De acuerdo con el código (AISC 341, 2010), para satisfacer condiciones para sistemas con pórticos especiales resistentes a momento en acero, las vigas deben ser sísmicamente compactas, esto se logra cumpliendo con la máxima relación ancho-espesor, para que de esta manera el elemento incurra en el rango inelástico.

Alas de Vigas

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{15 \text{ cm}}{2 * 1 \text{ cm}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$7.5 \leq 8.64 \quad \text{COMPACTA}$$

Alma de Vigas

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{23 \text{ cm}}{0.5 \text{ cm}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$46 \leq 70.57 \quad \text{COMPACTA}$$

Tabla 32: Chequeo compactación del ala de la viga.

ALA COMPACTA							
Viga	E	Fy	bf	tf	bf/2tf	λ hd	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm			
1	2100000	2531	15	1	7.5	8.64	COMPACTA
2	2100000	2531	12	0.8	7.5	8.64	COMPACTA
3	2100000	2531	10	0.8	6.25	8.64	COMPACTA
4	2100000	2531	12	1	6	8.64	COMPACTA

Tabla 33: Chequeo compactación del alma de la viga.

ALMA COMPACTA							
Viga	E	Fy	h	tw	h/tw	λ hd	$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm			
1	2100000	2531	23	0.5	46	70.57	COMPACTA
2	2100000	2531	23.4	0.4	58.5	70.57	COMPACTA
3	2100000	2531	18.4	0.4	46	70.57	COMPACTA
4	2100000	2531	18	0.5	36	70.57	COMPACTA

Como todas las vigas tienen secciones compactas se calcula el momento nominal de acuerdo a lo especificado en la norma (AISC 360, 2010) para elementos I doblemente simétrico y compacto. A partir de la siguiente expresión verificando que la sección no presente problemas de pandeo lateral torsional.

$$L_b \leq L_p$$

Dónde:

L_b : longitud no arriostrada

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 3.68 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 186.68 \text{ cm}$$

$$180 \text{ cm} \leq 186.68 \text{ cm}$$

Al cumplir con la condición de la (AISC 341, 2010) se tiene que las vigas son sísmicamente compactas, entonces el pandeo lateral torsional no aplica.

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.9 F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.9 * 2531 \frac{kg}{cm^2} * 426.13 cm^3$$

$$\phi M_n = 9.71 T m$$

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$Mux = 8.4766 T m \quad \text{Dato Etabs}$$

$$0 + \left(\frac{8.4766 T m}{9.71 T m} + 0 \right) \leq 1$$

$$0.837 \leq 1$$

Dónde:

Pr: Resistencia axial requerida, usando combinación de carga LRFD.

Pc: Resistencia de tensión o compresión disponible

Mr: Resistencia de tensión o compresión disponible

Mc: Resistencia de flexión disponible

x: Subíndice que indica flexión en torno a su eje fuerte

y: Subíndice que indica flexión en torno a su eje débil

Para cada caso de vigas se chequea que el término $\frac{Mry}{Mcy}$ sea menor o igual a 1.

2.6.5.8.4 DISEÑO A CORTE

En el Capítulo G - Especificaciones (AISC 360, 2010), la resistencia de corte de diseño ϕV_n deben ser determinadas con el siguiente factor:

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

C_v = coeficiente del corte del alma

$A_w = h * t_w$ Perfiles Armados

- a) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma C_v se calcula como sigue:

$$\text{i) Si } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1$$

K_v = coeficiente de pandeo por corte del alma.

$$\text{ii) Si } 1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{iii) Si } \frac{h}{t_w} \geq 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1,10 * E * F_y}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$$

Dónde:

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dtw, cm² (mm²)

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm); para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm); para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm); para secciones T, la altura total, cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

El coeficiente de pandeo por corte K_v del alma se determina como se indica:

a. Para almas sin rigidizadores transversales y con $\frac{h}{t_w} \leq 260$

$$k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \quad k_v = 5$$

$$\frac{23}{0.5} \leq 260$$

$$46 \leq 260$$

Al cumplirse la condición anterior el coeficiente de pandeo por corte del alma es
 $k_v = 5$

$$1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{23}{0.5} \leq 1.10 \sqrt{5 * \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$46 \leq 70.85$$

$$C_v = 1$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$A_w = 23 \text{ cm} * 0.5 \text{ cm} = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 2531 \text{ kg/cm}^2 * 11.5 \text{ cm}^2 * 1$$

$$\phi V_n = 15.72 \text{ T}$$

$$V_u = 7.23 \text{ t} \quad \text{DATO ETABS}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$7.23 \text{ t} < 15.72 \text{ T}$$

NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

Tabla 34: Comprobación de la resistencias de las vigas

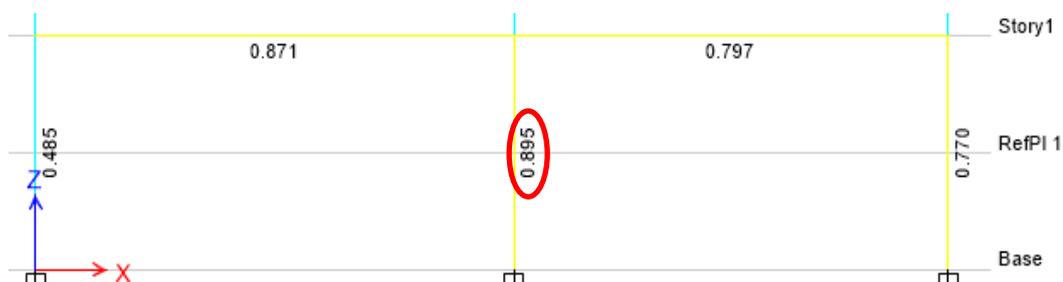
VIGA	SECCION	PISO	EJES	SOLICITACIONES (ETABS)			Zx	CALCULO RESISTENCIA		
				COMBINACION	Pu	Muy		Mux	ØMnx	Mu / ØMnx
					T	T m	T m	cm3	T m	
1	V250X150X5X10	1	A-2 a B-2	ENVE XX	0	0	8.4766	426.13	9.71	0.873
2	V250X120X4X8	1	B-3 a C-3	ENVE XX	0	0	5.3558	287.08	6.54	0.819
3	V200X100X4X8	1	C3 a C-4	ENVE YY	0	0	1.5077	187.46	4.27	0.353
4	V200X120X5X10	1	1-2	ENVE YY	0	0	4.4579	268.50	6.12	0.729

Tabla 35: Cálculo de diseño a corte de elementos compactos.

VIGA	SECCION	PIS O	EJES	h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{h} \frac{h}{tw} \leq 260$	$1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$	Cv	$A_w = h * t_w$ cm ²	$\frac{\phi V_n}{T}$	$\frac{V_u}{T}$ (Etabs)	CUMPLE
1	V250X150X5X10	1	A-2 a B-2	23	0.5	46.0	5	70.85	88.24	1	11.5	15.72	7.23	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
2	V250X120X4X8	1	B-3 a C-3	23.4	0.4	58.5	5	70.85	88.24	1	9.36	12.79	5.12	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
3	V200X100X4X8	1	C3 a C-4	18.4	0.4	46.0	5	70.85	88.24	1	7.36	10.06	1.78	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
4	V200X120X5X10	1	1-2	18	0.5	36.0	5	70.85	88.24	1	9	12.30	4.35	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

2.6.5.8.5 VERIFICACIÓN DE COLUMNAS

Se realiza la comprobación de las columnas más cargadas, y se realiza el cálculo tipo de la columna B2.



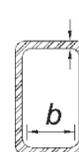
Del Etabs se tienen la siguiente sollicitación:

$$Pu = 364.55 T$$

La relación máxima ancho - espesor para que las columnas incurran establemente en el rango elástico y no se vea afectada su ductilidad según el reglamento (AISC 341, 2010) en la sección D 1.1, es:

Alas de Columnas

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0.60 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$



Alma de Columnas

$$\frac{Pu}{\phi Py} \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \left[1 - 0.93 \frac{Pu}{\phi Py} \right]$$

$$\frac{Pu}{\phi Py} > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \left[2.93 - \frac{Pu}{\phi Py} \right]$$

$$\geq 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

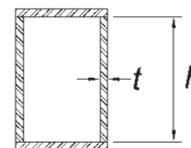


Tabla 36: Comprobación del ala compacta

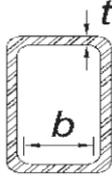
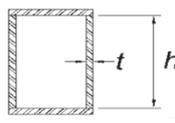
ALA COMPACTA								
COLUMNA	E	Fy	b	t	b/t	λ hd	CUMPLE	
	kg/cm2	kg/cm2	cm	cm				
1	2100000	2531	25	2.00	10.50	17.28	COMPACTA	
2	2100000	2531	20	1.20	14.67	17.28	COMPACTA	
3	2100000	2531	20	1.50	11.33	17.28	COMPACTA	

Tabla 37: Comprobación del alma compacta

Viga	h	t	h/t	$\frac{Pu}{\phi Py}$	$0.77 \sqrt{\frac{E}{Fy} [2.93 - \frac{Pu}{\phi Py}]}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$	CUMPLE	
	cm	cm						
1	25	2.00	10.50	0.30	58.33	42.92	COMPACTA	
2	20	1.20	14.67	0.30	58.33	42.92	COMPACTA	
3	20	1.50	11.33	0.30	58.33	42.92	COMPACTA	

(Pérez, 2015) nos dice que:

Se toma un valor de $\frac{Pu}{\phi Py} = 0.30$ para el chequeo del alma del perfil en el prediseño de columnas se basa en un estudio de la resistencia mínima en Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF) realizado por el profesor Thomas Murray, en este estudio se demostró que las estructuras que por lo general mostraban un buen desempeño sísmico presentaban valores de $\frac{Pu}{\phi Py}$ aproximados a 0.30, por lo que el uso de este factor en el prediseño de columnas en sistemas estructurales de Pórticos Especiales Resistentes a Momento tiende a garantizar un buen comportamiento sísmico para la estructura, además ya que el objetivo de cualquier prediseño es el de obtener resultados confiables y eficientes en el menor tiempo posible, el empleo de este factor constituye una alternativa ideal para prediseñar estructuras con sistemas SMF en acero estructural cumpliendo así con los lineamientos del código AISC-2010 (p. 156).

Se debe calcular el momento nominal en dirección X e Y, obteniendo el valor del módulo de sección del software de diseño estructural Etabs.

$$\begin{aligned}
 Mnx &= Mp = Fy * Zx \\
 \emptyset Mnx &= 0.9Fy * Zx \\
 \emptyset Mnx &= 0.9 * 2531 \text{ kg/cm}^2 * 1721\text{cm}^3 \\
 \emptyset Mnx &= 39.20 \text{ T m} \\
 Mny &= Mp = Fy * Zx \\
 \emptyset Mny &= 0.9Fy * Zy \\
 \emptyset Mny &= 0.9 * 2531 \text{ kg/cm}^2 * 1721\text{cm}^3 \\
 \emptyset Mny &= 39.20 \text{ T m}
 \end{aligned}$$

Según la sección E2 de la norma (AISC 360, 2010) anexo 7, para calcular la esbeltez de columna KL/r, el valor del factor de longitud efectiva K se puede ser igual a 1 si se cumple con la siguiente expresión:

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

Donde:

α : 1 (LRFD)

P_r : resistencia a compresión axial requerida bajo las combinaciones LRFD

P_y : resistencia axial de fluencia (=A Fy)

Se analiza la columna más cargada axialmente, con la combinación mas crítica del programa, así se tiene:

Tabla 38: Columna mas cargada axialmente

EJE	SECCION	COMB.	P	Muy	Mux	α LRFD	Pr	A	α Pr	0.5 Py	K
			T	T m	T m		T	cm2	T	T	
B2	C25X25X20	COMB. 2	33.71	0.891	0.451	1	33.72	184.00	$\frac{33.7}{2}$	232.85	1
C2	C20X20X12	COMB. 2	14.11	4.039	0.860	1	14.11	90.24	$\frac{14.1}{1}$	114.20	1
B4	C20X20X15	COMB. 2	17.84	0.250	0.679	1	17.85	111.00	$\frac{17.8}{5}$	140.47	1

Se tiene:

$$\begin{aligned}
 \alpha P_r &\leq 0.5 P_y \\
 1 * 33.72 \text{ t} &\leq 0.5 * 184\text{cm}^2 * 2.531 \frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \\
 33.72 &\leq 232.85 \frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \quad \text{CUMPLE}
 \end{aligned}$$

Se puede asumir un valor $K=1$ para el cálculo de la resistencia nominal a compresión de todas las columnas. Con el valor de K se calcula la resistencia KL/r en los dos sentidos, r se obtiene del software

$$\frac{KL}{r_{(x,y)}}$$

Donde:

L: longitud no arriostrada lateralmente del miembro

R: radio de giro

Para miembro diseñados solo en compresion, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

Tabla 39: Esbeltez de las columnas

COL.	EJE	rx	ry	Long Col	KL/rx	KL/ry
		cm	cm	cm		
1	B2	9.425	9.425	250.00	26.53	26.53
2	C2	7.691	7.691	250.00	32.51	32.51
3	B4	7.577	7.577	250.00	32.99	32.99

La Resistencia de Diseño en compresión ϕP_n de acuerdo al capítulo E de la norma (AISC 360, 2010), deben ser determinados de la siguiente manera:

$\phi = 0.90$ (LRFD)

a) Cuando $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$\lambda = \frac{k * L}{r_{MIN}}; \text{Rango Inelástico}$$

$$F_{CR} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

b) Cuando $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$F_{CR} = 0.877 F_e$; Rango Elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

Se calcula para la columnas B2.

$$\text{Cuando } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$\lambda = \frac{k * L}{r_{MIN}}; \text{ Rango Inelástico}$$

$$\lambda = \frac{1 * 250 \text{ cm}}{9.425 \text{ cm}} = 26.53$$

$$4.71 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}} = 135.67$$

$$26.53 \leq 135.67$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{1 * 250 \text{ cm}}{9.425 \text{ cm}} \right)^2} = 29457.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{2531}{28997.14}} \right] * 2531$$

$$F_{CR} = 2441.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se interpola los valores de la tabla de Esfuerzo Crítico Disponible para Miembros a Compresión (Anexo 2).

$$\text{Interpolación de datos: } Y = Y_1 + (X - X_1) \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$$

$$X = \frac{k * L}{r_{MIN}}$$

$$Y = \phi F_{cr}$$

$$Y = 2201 + (26.53 - 26) \frac{(2195 - 2201)}{(27 - 26)} = 2197.85$$

$$\phi F_{cr} = 2197.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula la siguiente relación la cual nos indicara que ecuación utilizar según la sección H de la (AISC 360, 2010).

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{Pr}{Pc} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) < 1$$

Se calcula la siguiente relación la cual nos indicará que ecuación utilizar.

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{Pu}{\emptyset Pn} = \frac{Pu}{0.9 * Fcr * Ag} = \frac{364556 \text{ kg}}{2197.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 184 \text{ cm}^2} = 0.89$$

$$0.89 < 0.2$$

Para la ecuación de interacción se tiene:

$$0.89 < 1$$

$$\mathbf{0.89} < 1$$

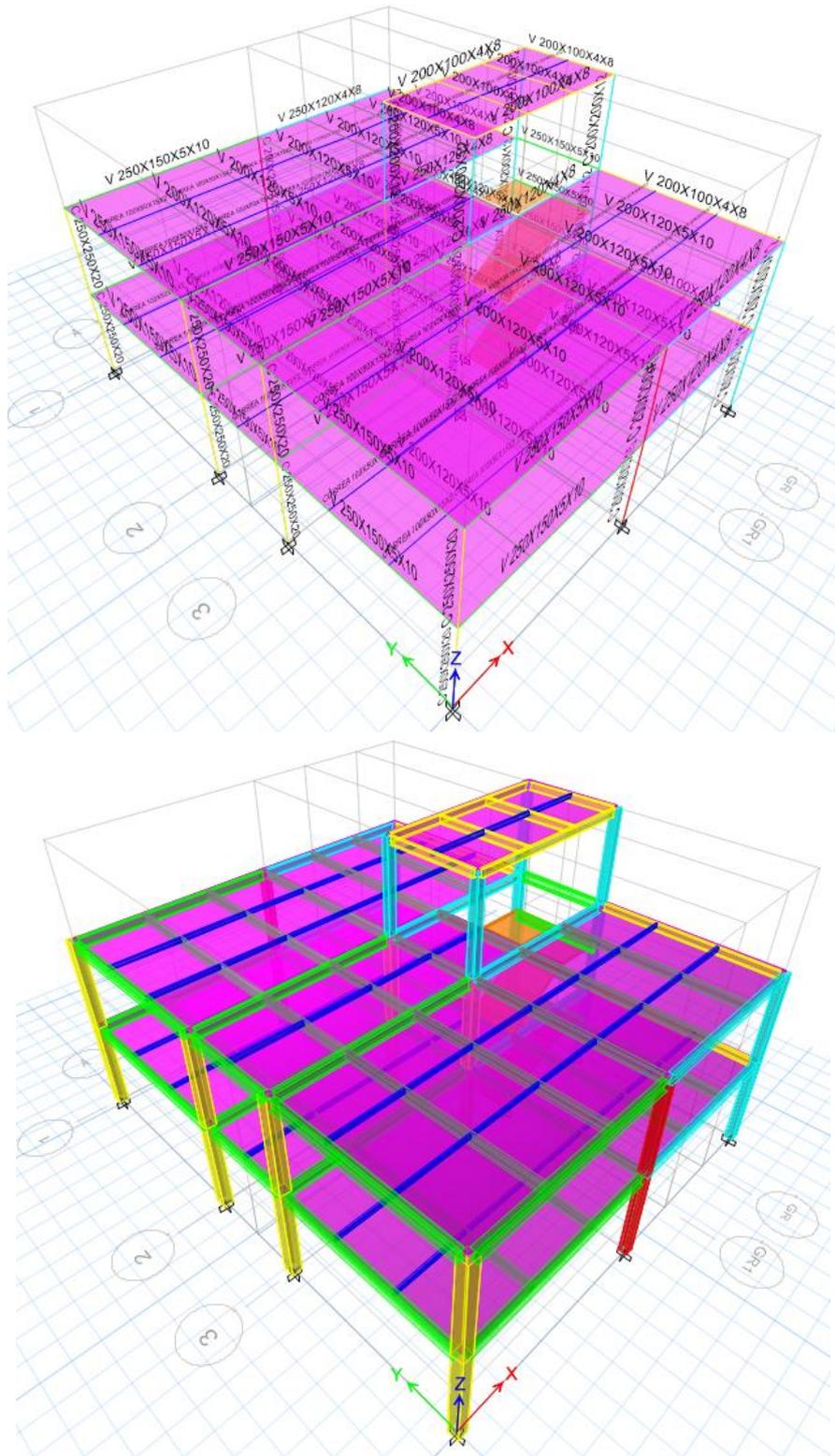


Figura 100: Secciones de vigas y columnas (Opción 1)

2.6.5.9 CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W

Se debe comprobar el criterio de columna fuerte y viga débil, donde los momentos probables en las columnas son mayores a los momentos de las vigas.

El diseño de la conexión precalificada es el resultado de un diseño adecuado de pórticos especiales resistentes a momento, cumpliendo con el criterio antes mencionado, y comprobado con la siguiente relación.

$$\frac{\Sigma M * pc}{\Sigma M * pb} > 1.00$$

2.6.5.9.1 CRITERIO COLUMNA FUERTE- VIGA DÉBIL, SEGÚN AISC 358-2010

Se analiza el nudo B2.

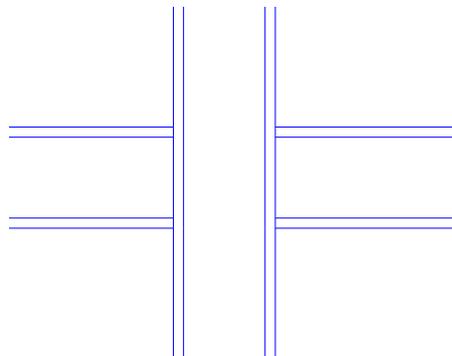


Figura 101: Nudo B2

Tabla 40: Propiedades del acero estructural A36

Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²
E=	2100000	kg/cm ²
Cpr=	1.4	Recomienda la AISC 358-10, capítulo 8
Ry=	1.5	
Rt=	1.1	

Tabla 41: Propiedades de las secciones del nudo.

VIGA IZQUIERDA		
Ag=	41.5	cm ²
d=	25	cm
tw=	0.5	cm
bf=	15	cm
tf=	1	cm
Aw=	11.5	cm ²
Af=	15	cm ²
hf=	24	cm
h=	23	cm
Zx=	426.13	cm ³
Zy=	113.94	cm ³
Inerciax=	4829.46	cm ⁴
rx=	10.79	cm
Inerciay=	562.74	cm ⁴
ry=	3.68	cm
Peso=	32.58	kg/m
Sx=	386.36	cm ³
Sy=	45.02	cm ³

VIGA DERECHA		
Ag=	28.56	cm ²
d=	25	cm
tw=	0.4	cm
bf=	12	cm
tf=	0.8	cm
Aw=	9.36	cm ²
Af=	9.6	cm ²
hf=	24.2	cm
h=	23.4	cm
Zx=	287.08	cm ³
Zy=	58.54	cm ³
Inerciax=	3239.19	cm ⁴
rx=	10.65	cm
Inerciay=	230.52	cm ⁴
ry=	2.84	cm
Peso=	22.42	kg/m
Sx=	259.14	cm ³
Sy=	18.44	cm ³

COLUMNA		
Ag=	184	cm ²
d=	25	cm
b=	25	cm
t=	2	cm
h=	21	cm

1) Momento plástico nominal de las vigas

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_x * F_y$$

M_{pr}: Momento plástico nominal de las vigas

C_{pr}: Factor de resistencia en la conexión, según la especificación AISC 358-10 el valor C_{pr} es de 1.4 para las conexiones de momento WUF-W.

R_y: Factor de sobre resistencia cedente

Z_x: Módulo de sección plástico de la viga

F_y: Esfuerzo de fluencia

Mpr en nudo izquierdo			Mpr en nudo derecho		
Zx=	426.13	cm ³	Zx=	287.08	cm ³
Mpr=	22648.97	kg m	Mpr=	15258.38	kg m

2) Corte en la rótula plástica

La rótula plástica para este tipo de conexión precalificada según lo establecido en el reglamento (AISC 358, 2010), deberá ser tomado en la cara de la columna por lo que $S_h=0$.

Se analiza con la combinación de carga 2, tomando en cuenta las cargas gravitacionales actuando sobre la viga.

$$VT = Vm + Vg$$

$$Lh = Li - 2S_h - 2\left(\frac{d_{col}}{2}\right)$$

En dónde:

VT: Corte en la rótula plástica

Vm: Corte por acción sísmica

Vg: Corte que se toma del software

Lh: Longitud entre rótulas plásticas

Li: Longitud entre ejes de las columnas

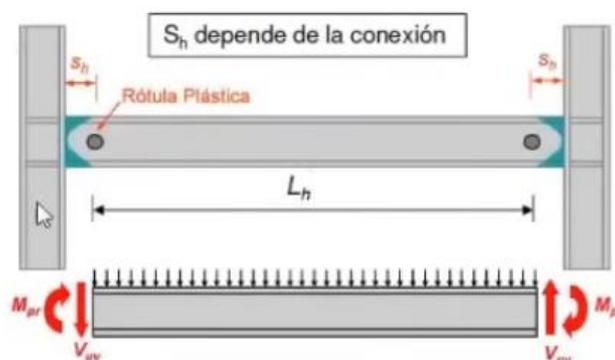


Figura 102: Diagrama de cuerpo libre

Viga izquierda			Viga derecha		
Li=	5.40	m	Li=	4.90	m
Vg=	6753.8	kg	Vg=	3916.4	kg
b=	0.25	m	b=	0.25	m
d=	0.25	m	d=	0.20	m
Lhi=	5.15	m	Lhi=	4.68	m
Mpr=	22648.97	kg m	Mpr=	15258.38	kg m
Vm=	8795.72	kg	Vm=	6527.65	kg
VT=	15549.52	kg	VT=	10444.05	kg

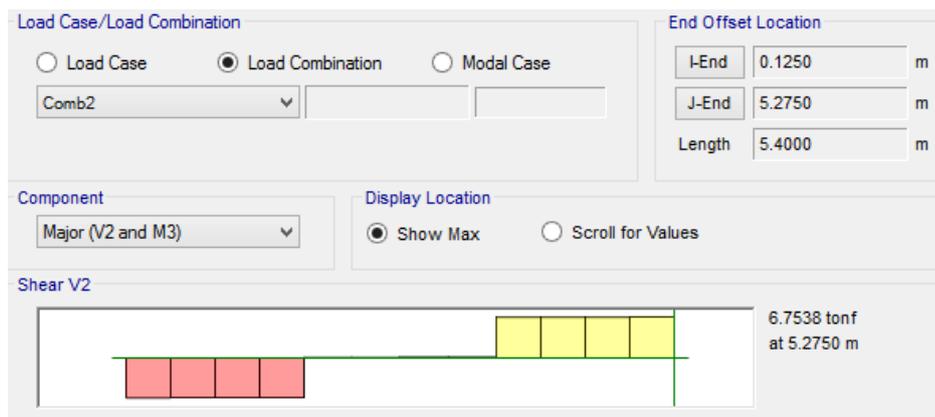


Figura 103: Corte en la viga izquierda (V 250x150x5x10).

Fuente: Etabs 2015

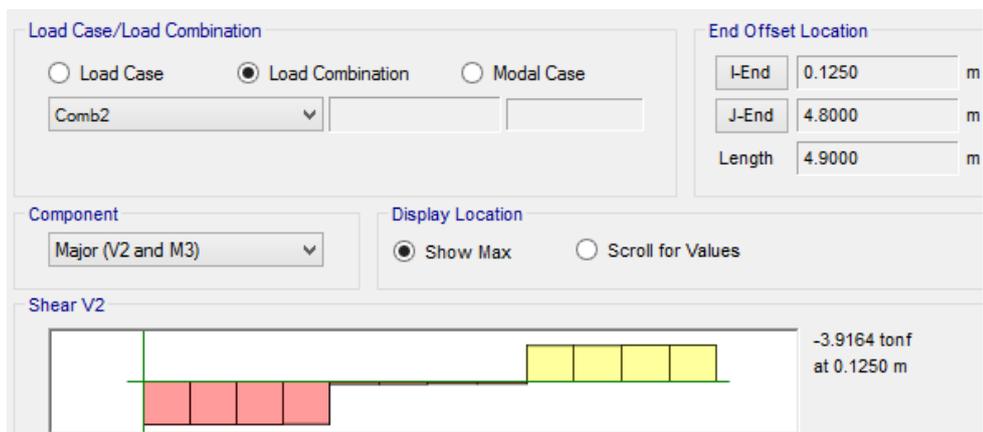


Figura 104: Corte en la viga derecha (V 250x120x4x8)

Fuente: Etabs 2015

3) Cálculo de corte de la viga izquierda como derecha

$\phi = 1$, según la AISC 358-10, capítulo 1

VIGA UBICADA A LA IZQUIERDA DEL NUDO										
LONGITUD: 5.40 m						SECCIÓN: V 250X150X5X10				
PISO: 1						EJE: A2-B2				
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{\frac{h}{tw} \leq 260}$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	Cv	$A_w = h * t_w$ cm ²	ϕV_n t	VT=Vu t	CUMPLE
23	0.5	46	5	70.85	88.24	1	11.50	17.46	11.55	NO NECESITA RIGIDIZADOR DE CORTE

VIGA UBICADA A LA DERECHA DEL NUDO										
LONGITUD: 4.70 m						SECCIÓN: V 250X120X4X8				
PISO: 1						EJE: B2-C2				
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{\frac{h}{tw} \leq 260}$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	Cv	$A_w = h * t_w$ cm ²	ϕV_n t	VT=Vu t	CUMPLE
23.4	0.4	58.5	5	70.85	88.24	1	9.36	14.21	10.44	NO NECESITA RIGIDIZADOR DE CORTE

4) Relación de momentos en el nudo

$$\frac{\Sigma M * pc}{\Sigma M * pb} > 1.00$$

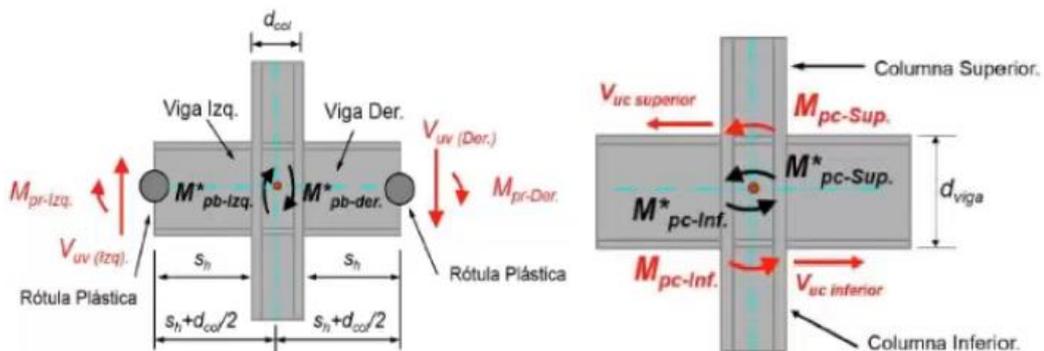


Figura 105: Diagrama de cuerpo libre de momentos en vigas y columnas

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_x \left(F_y - \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y * F_y * Z_x + M_{uv})$$

$$M_{uv} = VT \left(S_h + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

ΣM_{pc}^* = La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo

ΣM_{pb}^* = La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo

S_h : Longitud entre la cara de las columnas y la rótula plástica $S_h=0$

d_{col} : Altura del perfil de la columna

Z_x : Módulo plástico de la columna

N_u : Carga axial última de la columna

A_g : Área bruta de la columna

F_y : Esfuerzo de fluencia de la columna

VT : Corte en la rótula plástica



Figura 106: Carga axial columna B2

Fuente: Etabs 2015

COLUMNA SEGUNDO PISO				COLUMNA PRIMERO PISO		
Nu=	17314	kg		Nu=	34105.8	kg
Zx=	1591	cm ³		Zx=	1591	cm ³
Ag=	184	cm ²		Ag=	184	cm ²
M _{pc} [*] =	38771.11	kg m		M _{pc} [*] =	37319.17	kg m
$\Sigma M_{pc}^* =$			76090.28	kg m		
VIGA IZQUIERDA DEL NUDO.				VIGA DERECHA DEL NUDO		
VT=	15549.52	kg		VT=	10444.05	kg
Sh=	0	m		Sh=	0	m
b ó d=	0.25	m		b ó d=	0.25	m
dcol/2=	0.125	m		dcol/2=	0.125	m
Fy=	2531	kg/cm ²		Fy=	2531	kg/cm ₂
Zx=	426.13	cm ³		Zx=	287.08	cm ³
Muv=	1943.69	kg m		Muv=	1305.51	kg m
Ry=	1.5			Ry=	1.5	
M _{pb} [*] =	19739.31	kg m		M _{pb} [*] =	13294.23	kg m
$\Sigma M_{pb}^* =$			33033.54	kg m		

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{76090.28}{33033.54} = 2.30 \quad \text{CUMPLE}$$

2.6.5.10 DISEÑO DE LA PLACA BASE

Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa base de acero a un área razonablemente grande del cimiento que se localiza debajo de dicha placa. Las placas base son elementos de transición entre el perfil de una columna y el apoyo, ya sean pedestales o zapatas con el fin de distribuir las cargas en un área mayor y reducir los esfuerzos en el concreto de asiento. Para fijar firmemente la placa a la fundación, en ella se hacen agujeros por donde pasan pernos de anclaje que se han colocado dentro del cimiento previamente al vaciado del concreto y a suficiente profundidad para asegurar su adherencia.

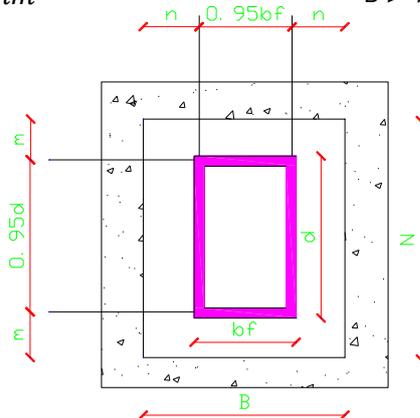
DISEÑO PLACA BASE

$f'c=$	210	kg/cm^2	Acero de Refuerzo
$f_y=$	4200	kg/cm^2	
$f_y=$	2531	kg/cm^2	Acero Estructural
$d_{col}=$	25	cm	
$b_{fcol}=$	25	cm	
$P_u=$	34105.8	kg	Columna B2
$M_u=$	863.2	kg m	

Paso 1)

$$N > d + 150mm$$

$$B > b_f + 150mm$$



$N=$	40	cm	$B=$	40	cm
$N_{sum}=$	45	cm	$B_{sum}=$	45	cm
		$B \approx N$	columnas es cuadrada		

Paso 2)

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0,95b_f}{2}$$

$$m = 10.625 \text{ cm} \qquad n = 10.625 \text{ cm}$$

Paso 3)

$$e = \frac{Mu}{Pu} \qquad e_k = \frac{N}{6}$$

$$e = 2.53 \text{ cm} \qquad e_k = 7.50 \text{ cm}$$

$$e < e_k$$

CUMPLE

Paso 4)

$$f_{pmax} = \frac{Pu}{BN} + \frac{6Mu}{BN^2} \qquad f_{pmin} = \frac{Pu}{BN} - \frac{6Mu}{BN^2}$$

$$f_{pmax} = 22.53 \text{ kg/cm}^2 \qquad f_{pmin} = 11.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{p \text{ perm}} = \phi * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{A2}{A1}} \quad ; \text{LRFD } \phi = 0.65$$

$$f_{p \text{ perm}} = 116.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pmax} < f_{p \text{ perm}}$$

CUMPLE

Paso 5) Se determina los esfuerzos de contacto en las direcciones m y n

$$f_p(m) = f_{pmax} - \frac{12Mu}{BN^2} \left(\frac{m}{N}\right) \qquad f_p(n) = \frac{Pu}{BN}$$

$$f_p(m) = 19.84 \text{ kg/cm}^2 \qquad f_p(n) = 16.84 \text{ kg/cm}^2$$

Paso 6) Determinar el momento de la placa MPL en direccion m y n

$$MPLm = f_{pm} \left(\frac{m^2}{2}\right) + (f_{pmax} - f_{pm}) \left(\frac{m^2}{3}\right) \qquad MPLn = f_{pn} \left(\frac{n^2}{2}\right)$$

$$MPLm = 1220.99 \qquad MPLn = 950.67$$

$$MPL = 1220.99 \text{ Se toma el valor mayor}$$

Paso 7) Determinar el espesor requerido mínimo t

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{PL}}{\phi Fy}} \quad ; \text{LRFD } \phi = 0.90$$

$$t = 1.46 \text{ cm}$$

$$t_{\text{asum}} = 2 \text{ cm}$$

DISEÑO A CORTE DE LOS PERNOS O VARILLAS

$$Vu = 779.8 \text{ kg}$$

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$\phi * 0.6 F_y A_w \geq V_u ; \phi = 1 \text{ LRFD}$$

$$A_w = \frac{V_u}{0.6 F_y}$$

$$A_w = 0.309 \text{ cm}^2$$

Seleccionar el diámetro

$$\phi_v = 1.60 \text{ cm}$$

$$A_v = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de anclajes} = 0.15$$

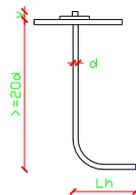
$$\# \text{ de anclajes col} = 6$$

Se coloca 6 varillas ϕ 16 mm

$$A_T = 12.06 \text{ cm}^2$$

CUMPLE

Longitud de desarrollo



$$d = 1.6 \text{ cm}$$

$$L_d = 32 \text{ cm}$$

$$L_h = 20 \text{ cm}$$

2.6.5.11 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son elementos estructurales que permiten transmitir las cargas de la superestructura; hacia el suelo.

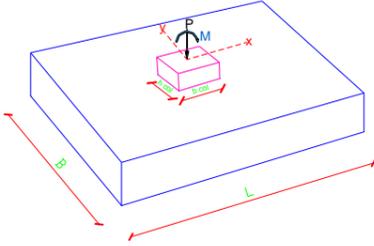
Para el diseño de los cimientos se considera las cargas de servicio y cargas ultimas de la estructura.

Es recomendable realizar el estudio de suelo, para de esta manera obtener la capacidad admisible del suelo donde se va a cimentar la edificación. Se puede observar en el Anexo 2 el detalle del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), donde se obtiene una capacidad admisible del suelo $q_{adm} = 33 \text{ T/m}^2$, y el valor del peso específico del suelo $\gamma_{suelo} = 1.7 \text{ T/m}^2$, que se lo toma de acuerdo a las características del suelo, pues corresponde a una arena.

ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN X-X

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	25.59	T
Mxx=	0.22	T.m
Myy=	0.64	T.m

ÁREA DE CIMENTACIÓN

FM=	1.25	
A=	0.94	cm2

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B=L	0.97	m
B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

EXCENRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m	
exx=	0.009	m	CUMPLE
eyy=	0.025	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	25.03	T/m2	CUMPLE
qs2=	17.26	T/m2	CUMPLE
qs3=	19.26	T/m2	CUMPLE
qs4=	23.04	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	34.11	T
Muyy=	0.30	T.m

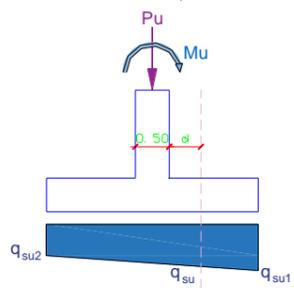
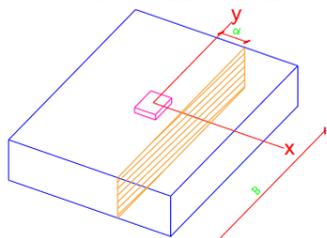
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	29.56	T/m2
qsu2=	26.82	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

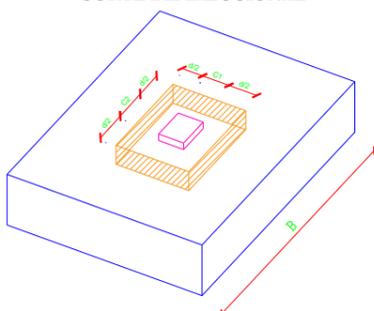
vcu=	7.68	kg/cm2
------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	según NEC
d=	0.10	m

CORTE BIDIRECCIONAL



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

vcb=	15.36	kg/cm2
------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	28.19	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

d CRÍTICO

0.10	m	Corte unidireccional
------	---	----------------------

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.15	m
h considerada=	0.20	m

ITERACIÓN CON PP-XX

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
Y=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.58	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	26.17	T
Mxx=	0.22	T.m
Myy=	0.64	T.m

EXCENRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m	
exx=	0.01	m	CUMPLE
eyy=	0.02	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	25.51	T/m2	CUMPLE
qs2=	17.74	T/m2	CUMPLE
qs3=	19.74	T/m2	CUMPLE
qs4=	23.52	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	34.80	T
Mu=	0.30	T.m

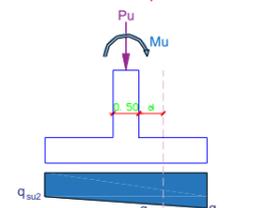
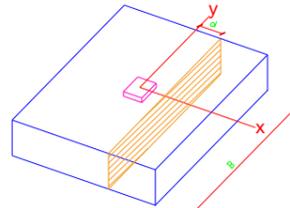
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	30.13	T/m2
qsu2=	27.39	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

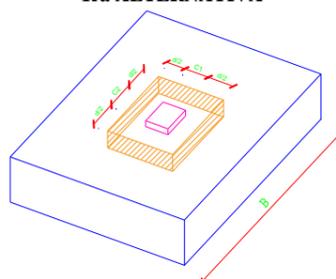
vcu=	7.68	kg/cm2
------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	
d=	0.10	m

CORTE BIDIRECCIONAL 1ra ALTERNATIVA



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

vcb=	15.36	kg/cm2
------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	28.76	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

CORTE BIDIRECCIONAL 2da ALTERNATIVA

$$v_{ub} = \frac{P_u}{A_c} + \frac{M_{uxx}}{J_x/c} + \frac{M_{uyy}}{J_y/c}$$

Muxx=	0.00	T.m
Muyy=	0.86	T.m
D=	0.11	m

d CRÍTICO

0.11	m
------	---

h = d crítico + recubrimiento

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.16	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN

q'u=	29.39	T/m2
Mu=	1.34	T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90	
Ru=	39.72	kg/cm2
d=	0.0613	m

CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

As min=	3.60	cm2/m
---------	------	-------

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

As=	2.42	cm2/m
-----	------	-------

COLOCAR As min

As a colocar=	3.60	cm2/m
---------------	------	-------

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar
12	3.18	4 1φ12mm@30cm

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

φ	0.65	
A1	0.25	m2
A2	1.21	m2
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	2.20	ASUMIR UN VALOR MAX. DE 2

Resistencia al aplastamiento sobre la columna

$0.85\phi f'c$	116.025	kg/cm2
----------------	---------	--------

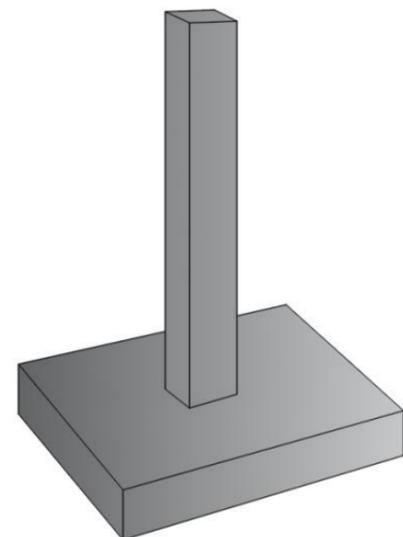
Resistencia admisible de aplastamiento en la zapata

$2 * 0.85\phi f'c$	232.05	kg/cm2
--------------------	--------	--------

NO FALLA POR APLASTAMIENTO

DISEÑO PLINTO CENTRAL

PLINTO TIPO → EJE B2

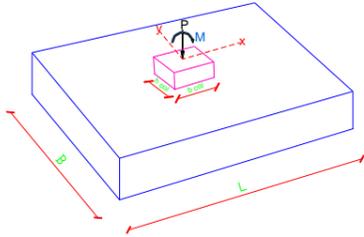


*(Guerra, 2013)

ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN Y-Y

ZAPATA AISLADA

f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
q _{adm} =	33	T/m ²
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	25.59	T
M _{xx} =	0.22	T.m
M _{yy} =	0.64	T.m

ÁREA DE CIMENTACIÓN

FM=	1.25	
A=	0.94	cm ²

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B=L	0.97	m
B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m
e _{xx} =	0.009	m
e _{yy} =	0.025	m

CUMPLE
CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

q _{s1} =	25.03	T/m ²
q _{s2} =	17.26	T/m ²
q _{s3} =	19.26	T/m ²
q _{s4} =	23.04	T/m ²

CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

P _u =	34.11	T
M _{uyy} =	0.86	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

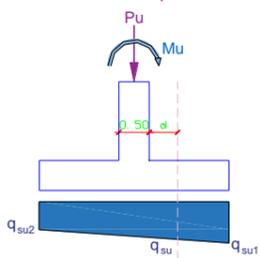
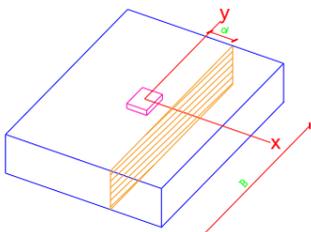
e _u =	0.03	m
------------------	------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

q _{su1} =	32.08	T/m ²
q _{su2} =	24.30	T/m ²

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

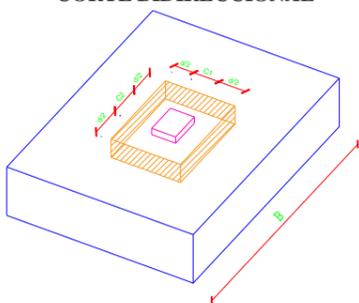
v _{cu} =	7.68	kg/cm ²
-------------------	------	--------------------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d	0.11	m

CORTE BIDIRECCIONAL



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

v _{cb} =	15.36	kg/cm ²
-------------------	-------	--------------------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

q _{su} =	28.19	T/m ²
φ=	0.75	
d=	0.09	m

d CRÍTICO

0.11	m	Corte unidireccional
------	---	----------------------

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.16	m
h considerada=	0.20	m

ITERACIÓN CON PP-YY

ZAPATA AISLADA

f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
γ=	2.4	T/m ³
q _{adm} =	33	T/m ²

SECCIÓN DE LA COLUMNA

b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PP _{zapata} =	0.58	T
------------------------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	26.17	T
M _{xx} =	0.22	T.m
M _{yy} =	0.64	T.m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m
e _{xx} =	0.01	m
e _{yy} =	0.02	m

CUMPLE
CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

q _{s1} =	25.51	T/m ²
q _{s2} =	17.74	T/m ²
q _{s3} =	19.74	T/m ²
q _{s4} =	23.52	T/m ²

CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

P _u =	34.80	T
M _u =	0.86	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

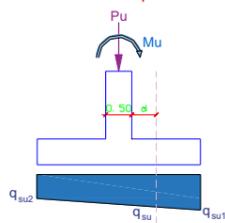
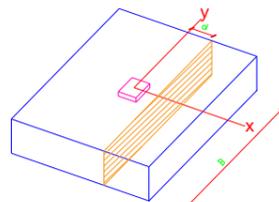
e _u =	0.02	m
------------------	------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

q _{su1} =	32.65	T/m ²
q _{su2} =	24.87	T/m ²

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

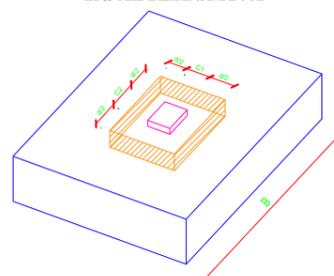
v _{cu} =	7.68	kg/cm ²
-------------------	------	--------------------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	
d	0.11	m

CORTE BIDIRECCIONAL 1ra ALTERNATIVA



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

v _{cb} =	15.36	kg/cm ²
-------------------	-------	--------------------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

q _{su} =	28.76	T/m ²
φ=	0.75	
d=	0.09	m

CORTE BIDIRECCIONAL 2da ALTERNATIVA

$$v_{ub} = \frac{P_u}{A_c} + \frac{M_{uxx}}{J_x/c} + \frac{M_{uyy}}{J_y/c}$$

M _{uxx} =	0.00	T.m
M _{uyy} =	0.86	T.m
d=	0.11	m

d CRÍTICO

0.11	m
------	---

$$h = d \text{ crítico} + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.16	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN

q' _u =	30.53	T/m ²
M _u =	1.44	T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90	
R _u =	39.72	kg/cm ²
d=	0.0634	m

CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As \text{ min} = 0.0018 * b * d$$

As min=	3.60	cm ² /m
---------	------	--------------------

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

As=	2.59	cm ² /m
-----	------	--------------------

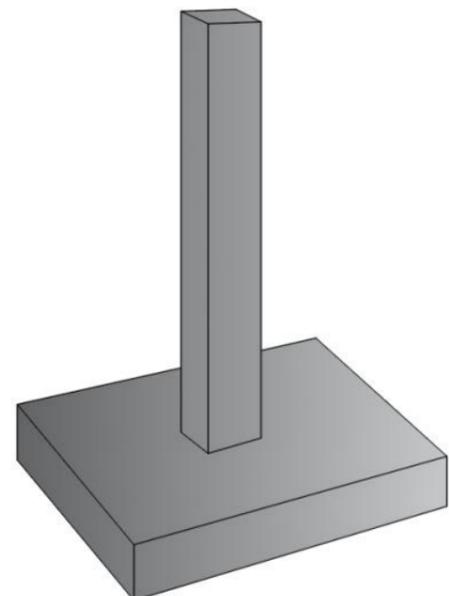
COLOCAR As min

As a colocar=	3.60	cm ² /m
---------------	------	--------------------

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar
12	3.18	4 1Ø12mm@30cm

DISEÑO PLINTO CENTRAL

PLINTO TIPO → EJE B2

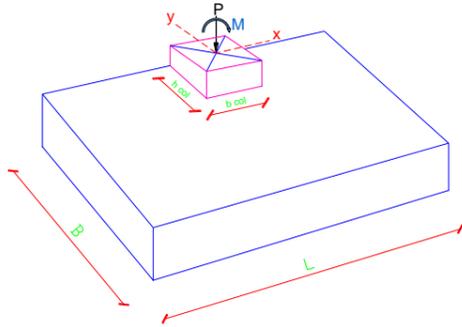


* (Guerra, 2013)

ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN X-X

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	13.79	T
Mxx=	0.04	T.m
Myy=	0.83	T.m

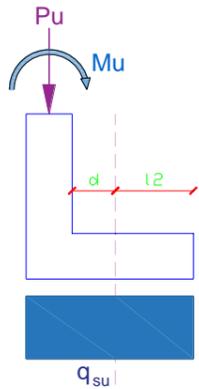
DIMENSIONES DE LA ZAPATA

l2=	0.50	m
B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.29	T
Muyy=	0.06	T.m

CORTANTE COMO VIGA (X)



qsu=	18.29	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = q_{su} * L2 * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d=	0.15	m
l2=	0.35	m
vu=	6.40	T
v <u>uu</u> =	56.91	T/m2
V <u>uu</u> =	5.69	kg/cm2

Vuu<vcu

CUMPLE

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ITERACIÓN CON PP-XX

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.48	T
-----------	------	---

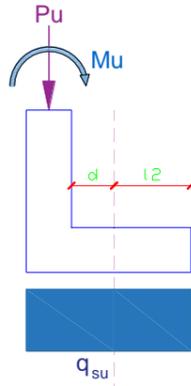
CARGAS DE SERVICIO

P=	14.27	T
Mxx=	0.04	T.m
Myy=	0.83	T.m

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.87	T
Mu=	0.06	T.m

CORTANTE COMO VIGA (X)



qsu=	18.87	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = q_{su} * L2 * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d=	0.15	m
l2=	0.35	m
vu=	6.60	T
v <u>uu</u> =	58.71	T/m2
V <u>uu</u> =	5.87	kg/cm2

Vuu<vcu

CUMPLE

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

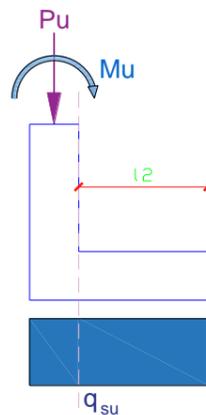
Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d	0.15	m
---	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN

La sección crítica para el diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.



q'u=	18.87	T/m2
------	-------	------

l2=	0.50	M
-----	------	---

Mu=	2.36	T.m
-----	------	-----

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90	
Ru=	39.72	kg/cm2
d=	0.0812	m

CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d$$

A <u>s</u> min=	3.60	cm2/m
-----------------	------	-------

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

A <u>s</u> =	4.31	cm2/m	COLOCAR A <u>s</u> min
--------------	------	-------	------------------------

A <u>s</u> a colocar=	4.31	cm2/m
-----------------------	------	-------

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar	
12	3.18	4	1Ø12mm@30cm

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

φ=	0.65	
A1=	0.25	m2
A2=	1.00	m2
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	2.00	CUMPLE

Resistencia al aplastamiento sobre la columna

$0.85\phi f'c$	116.025	kg/cm2
----------------	---------	--------

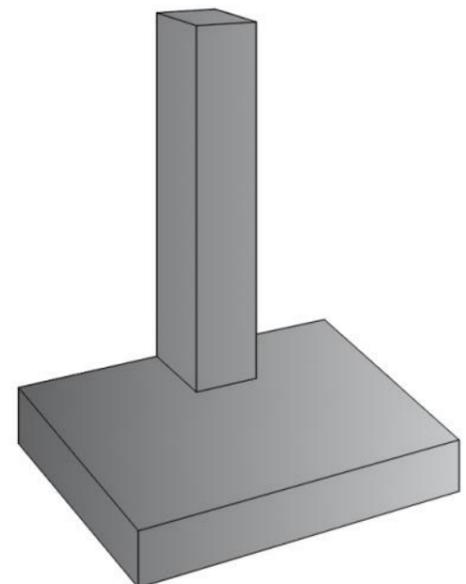
Resistencia admisible de aplastamiento en la zapata

$2 * 0.85\phi f'c$	232.05	kg/cm2
--------------------	--------	--------

NO FALLA POR APLASTAMIENTO

DISEÑO PLINTO LINDERO

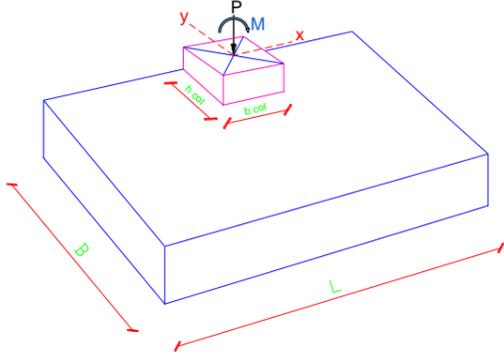
PLINTO TIPO → EJE A2



ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN Y-Y

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
Qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	13.79	T
Mxx=	0.04	T.m
Myy=	0.83	T.m

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

l1=	0.25	m
B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.17	m	
exx=	0.003	m	CUMPLE
eyy=	0.060	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	19.02	T/m2	CUMPLE
qs2=	8.56	T/m2	CUMPLE
qs3=	9.10	T/m2	CUMPLE
qs4=	18.48	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.29	T
Muyy=	1.05	T.m

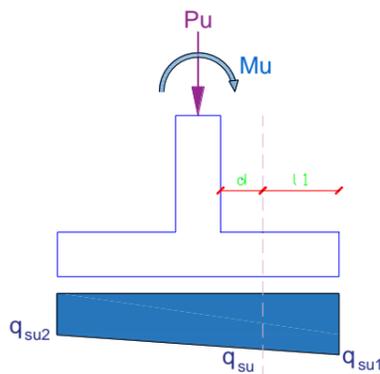
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	24.59	T/m2
qsu2=	11.99	T/m2

CORTANTE COMO VIGA (Y)



qsu=	23.33	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	según NEC
D=	0.11	m
L1=	0.10	m
vu=	2.40	T
vuu=	21.30	T/m2
vuu=	2.13	kg/cm2

Vuu < vcu
CUMPLE

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d	0.15	m
---	------	---

ITERACIÓN CON PP-YY

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

l1=	0.25	m
B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.48	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	14.27	T
Mxx=	0.04	T.m
Myy=	0.83	T.m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.17	m	
exx=	0.003	m	CUMPLE
eyy=	0.06	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	19.50	T/m2	CUMPLE
qs2=	9.04	T/m2	CUMPLE
qs3=	9.58	T/m2	CUMPLE
qs4=	18.96	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.87	T
Mu=	1.05	T.m

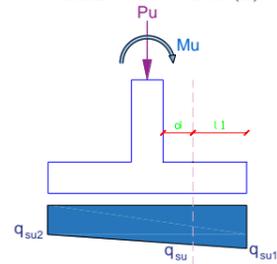
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	25.17	T/m2
qsu2=	12.57	T/m2

CORTE COMO VIGA (Y)



qsu=	23.91	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = \left[\left(\frac{qsu1+qsu}{2} \right) * L1 \right] * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	
d=	0.11	m
l1=	0.10	m
vu=	2.45	T
vuu=	21.81	T/m2
vuu=	2.18	kg/cm2

vuu < vcu
CUMPLE

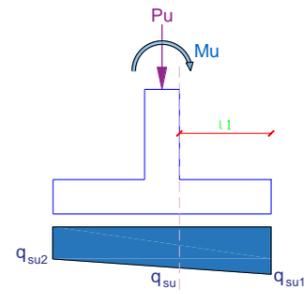
$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN



q'u=	22.02	T/m2
Mu=	0.75	T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90		
Ru=	39.72	kg/cm2	
d=	0.0459	m	CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

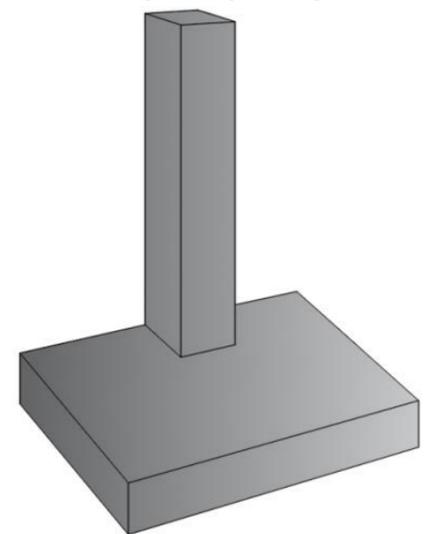
$$As = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

As min=	3.60	cm2/m	
As=	1.34	cm2/m	COLOCAR As min
As a colocar=	3.60	cm2/m	

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar	
12	3.18	4	1Ø12mm@30cm

DISEÑO PLINTO LINDERO

PLINTO TIPO → EJE A2



2.6.5.12 DISEÑO DE LA CADENA DE AMARRE

Para el diseño de las cadenas, se toma la fuerza de tracción más crítica.

DATOS		
P (T)	f c (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)
7.70	210	4200

Se asume una sección de cadena de 20x20 cm

SECCIÓN DE LA CADENA		
b	20	cm
h	20	cm
d	14.40	cm
r	4.00	cm

- Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$
$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}}$$
$$\rho_{min} = 0.0033$$

- Área de acero

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$
$$A_s = 0.0033 * 20 \text{ cm} * 14.40 \text{ cm}$$
$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

- Área de acero para armado

$$\emptyset 12mm \rightarrow 1.13 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 4 * (1.13 \text{ cm}^2)$$
$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$
$$4.52 \text{ cm}^2 > 0.96 \text{ cm}^2$$

Fuerza de tracción Etabs	7.70	T
$\sigma = \frac{P}{A_{\text{acero colocado}}}$		
P	19.00	T

EL DISEÑO CUMPLE

Se utiliza cadenas de amarre de 20x20 cm

ESTRIBOS
1Ø10mm@15cm

2.6.6 DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON ELEMENTOS COMPUESTOS (OPCIÓN 2 – COLUMNAS DE ACERO RELLENAS DE CONCRETO Y VIGAS DE ACERO INCLUYE CONECTORES DE CORTANTE)

2.6.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para los elemento a tomarse en cuenta en el diseño con estructura compuesta se parte de las secciones definitivas del edificio de acero tradicional (Opción 1), este tipo de estructura tiene la diferencia con el anterior análisis en la inclusión de concreto en el perfil de acero, al rellenarla de concreto simple este ayuda a soportar carga a compresión así también a evitar el pandeo.

2.6.6.2 INGRESO DE DATOS AL SOFTWARE DE DISEÑO ESTRUCTURAL ETABS

Para las vigas se adoptan las secciones correspondientes al diseño final del edificio de acero, esperando que exista reducción de secciones por el trabajo monolítico que realiza con la losa por medio de los conectores de corte.

A partir de las secciones definitivas del diseño de acero tradicional (Opción 1), se toman secciones con espesores menores para las columnas. Esta reducción en el espesor es válida ya que al estar rellena de concreto dentro de las secciones tipo cajón brindarán una mayor rigidez y capacidad de carga especialmente de compresión, y evitará el pandeo.

La configuración geométrica y de introduccion de las propiedades de los materiales al software de diseño se realiza como se lo explico en la sección en la opción 1.

2.6.6.2.1 COLUMNAS COMPUESTAS

Se toma en consideración, que en la práctica constructiva es usual y recomendable la inclusión de concreto dentro de las columnas de acero. El concreto proporciona mayor rigidez y mayor capacidad para soportar carga de compresión, y evitar el pandeo., provee mayor tiempo de resistencia al fuego y minimiza el pandeo local de las placas que forman la columna. En el software de diseño Etabs es posible definir este tipo de secciones, para lo cual se deberá definir las propiedades del concreto, para la presente investigación la resistencia a la compresión será de 210 kg/cm^2 (Guerra, 2015, p. 70).

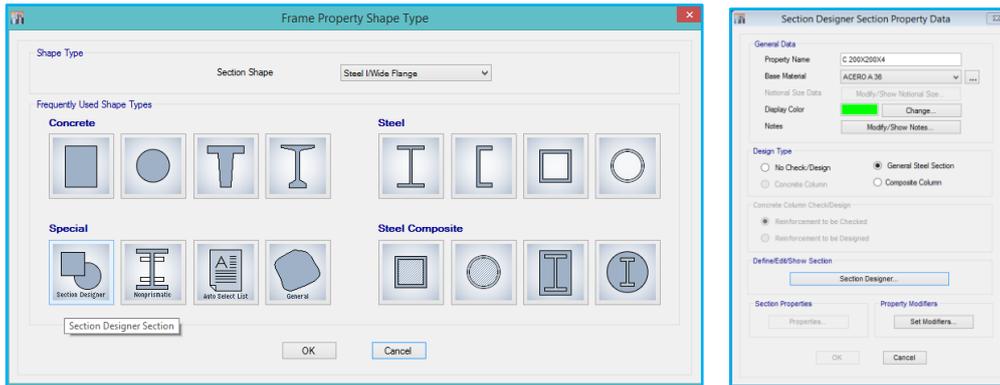


Figura 107: Secuencia para utilizar secciones compuestas

Fuente: Etabs 2015

Al hacer clic en section designer, se despliega la siguiente ventana de trabajo, donde se presenta una serie de herramientas que permiten la creación de la sección compuesta de acero y concreto, es importante que las coordenadas de la figura coincida con las coordenadas (0, 0) (Guerra, 2015, p. 72).

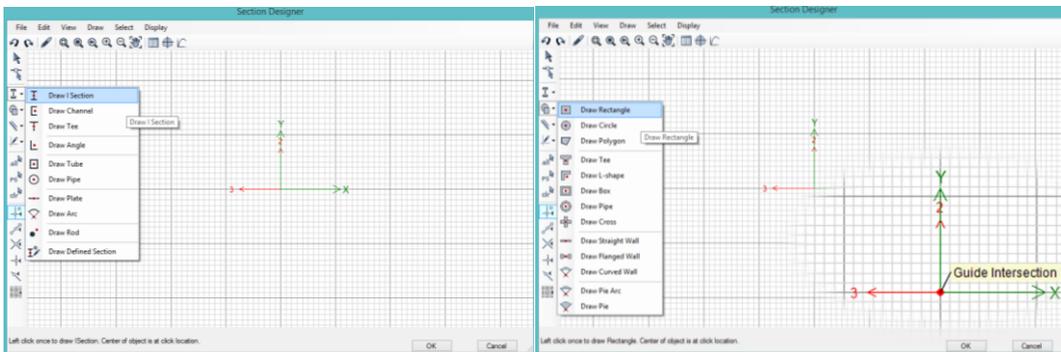


Figura 108: Creación de la sección de acero que incluye el núcleo de concreto.

Fuente: Etabs 2015

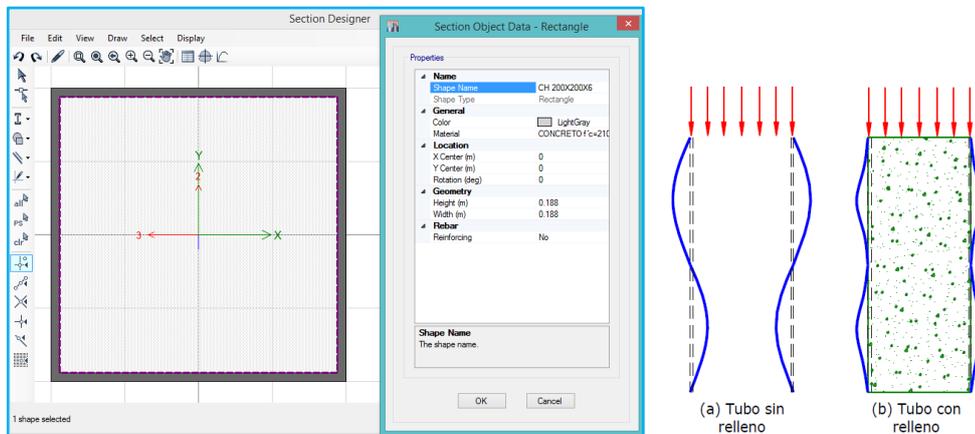


Figura 109: Sección compuesta

Fuente: Etabs 2015

2.6.6.2.2 INGRESO DE VIGAS SECUNDARIAS

Las vigas se ingresan como se detalla en la sección 2.6.5.6.2 correspondiente a la estructura de acero soldado.

2.6.6.2.3 DEFINICIÓN DE LA LOSA TIPO DECK

Se procede a introducir la sección de losa deck, la cual de acuerdo a dimensiones disponibles en el medio será la siguiente, se ingresa la dimensión de los conectores de corte (tipo espárrago) que serán los que le otorgarán que la sección trabaje monolíticamente, impidiendo desplazamiento tanto horizontal como vertical.

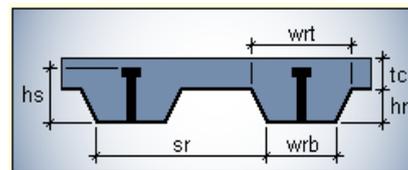
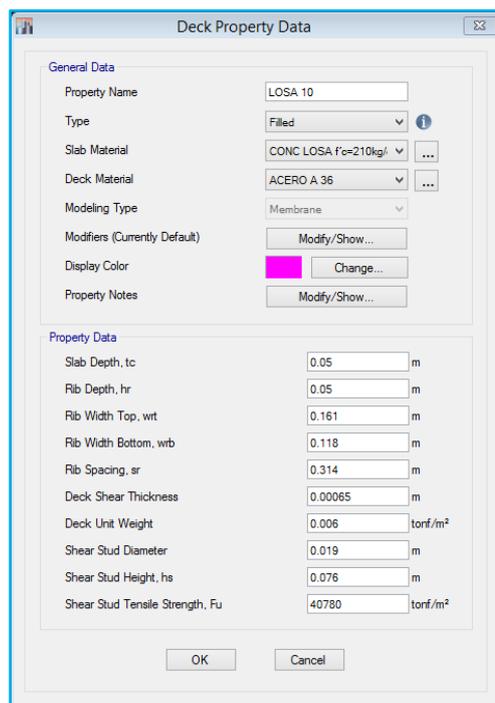


Figura 110: Asignación de propiedades de la placa colaborante

Fuente: Etabs 2015

La definición de carga y combinaciones, el dibujo de la escalera metálica, la asignación de cargas gravitacionales y del espectro de diseño, se ingresa al software de diseño estructural Etabs siguiendo los pasos del diseño de acero estructural (Opción 1).

2.6.6.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Se manda a correr el programa 

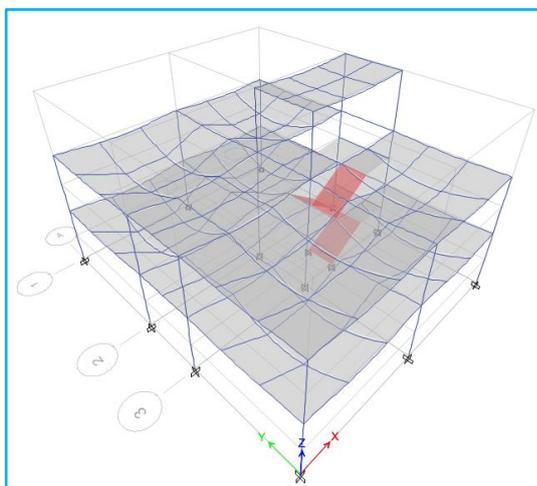


Figura 111: Análisis de la estructura

Fuente: Etabs 2015

2.6.6.3.1 CONTROL DE EXCENTRICIDAD

Se analiza la excentricidad.

Story	Diaphragm	Mass X tonf-e ² /m	Mass Y tonf-e ² /m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf-e ² /m	Cumulative Y tonf-e ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	6.03094	6.03094	4.8738	6.1564	6.03094	6.03094	4.8738	6.1564	5.1541	6.1552
Story2	D2	4.33705	4.33705	4.917	6.1525	4.33705	4.33705	4.917	6.1525	5.4223	6.1265
Story3	D3	0.43227	0.43227	7.85	6	0.43227	0.43227	7.85	6	7.5533	6.0208

Figura 112: Centro de masas y rigideces generado por el Etabs

Fuente: Etabs 2015

Se debe cumplir que la excentricidad máxima sea menor que el 5% de la distancia en el sentido de análisis.

$$e_{max} < 5\% Dx$$

$$5\% Dx = 5\% * 10.30m = 0.515$$

$$5\% Dy = 5\% * 12.30m = 0.615$$

Tabla 42: Comprobación de la excentricidad

PIS	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Centro Masas	Centro Rigideces	e máx.	$e_{max} < 5\% Dx$	Centro Masas	Centro Rigideces	e máx.	$e_{max} < 5\% Dy$
1	4.8738	5.1541	0.2803	CUMPLE	6.1564	6.1552	0.0012	CUMPLE
2	4.9170	5.4223	0.5053	CUMPLE	6.1525	6.1265	0.0260	CUMPLE
3	7.85	7.5533	0.2967	CUMPLE	6	6.0208	0.0208	CUMPLE

2.6.6.3.2 CONTROL DE LAS DERIVAS DE PISO DE LA ESTRUCTURA

El capítulo (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40) da un valor máximo admisible para deriva de piso máxima inelástica Δ_M de 0.02 para este tipo de estructura. Y establece la siguiente expresión para transformar las deformaciones obtenidas por el análisis estático Δ_E , a deformaciones inelásticas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

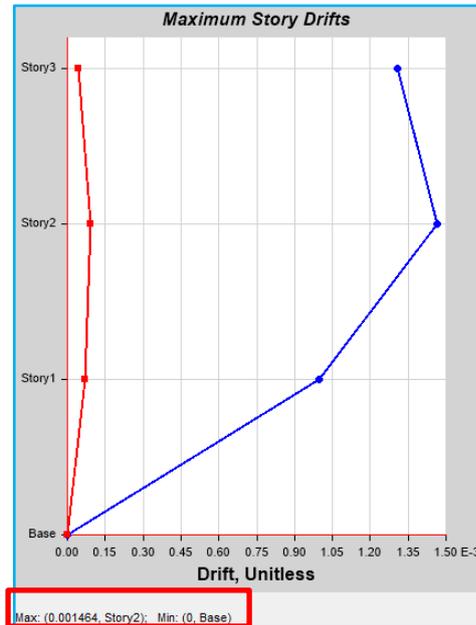


Figura 113: Chequeo de la deriva de piso en el sentido X

Fuente: Etabs 2015

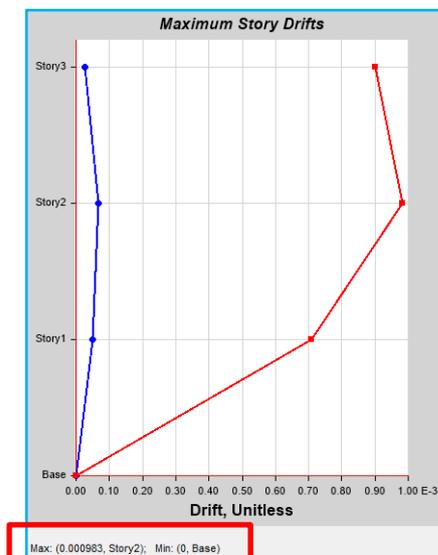


Figura 114: Chequeo de la deriva de piso en el sentido Y

Fuente: Etabs 2015

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, el programa nos muestra una deriva elástica máxima de 0.001464 en el sentido X y 0.000983 en el sentido Y, las mismas se deben transformar a una deriva inelástica máxima de 0.02 (2%) según lo establecido en (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40).

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

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

R: factor de reducción de resistencia sísmica

- **Sentido X**

$$\Delta_E = 0.001464$$

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001464 = 0.0087$$

$$0.0087 < 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

- **Sentido Y**

$$\Delta_E = 0.000983$$

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.000983 = 0.0058$$

$$0.0058 < 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

Se comprueba que la deriva cumple con la exigencia de la NEC 2015. Así se otorga a la estructura un buen comportamiento sísmico.

2.6.6.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se debe cumplir que los dos primeros modos de vibración de la estructura sean traslacionales y el tercer modo sea torsional.

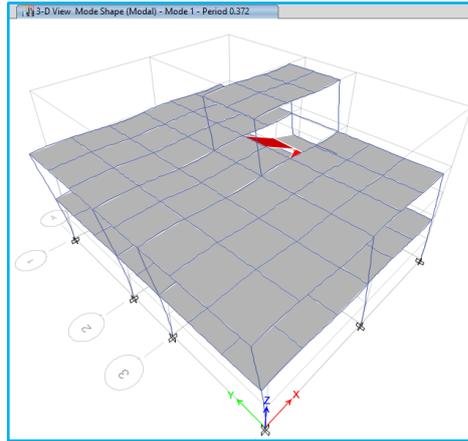


Figura 115: Traslacional - primer modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

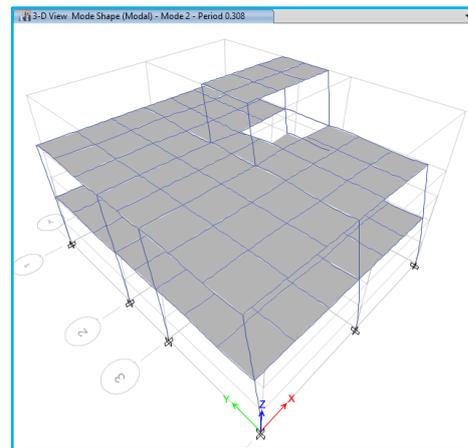


Figura 116: Traslacional - segundo modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

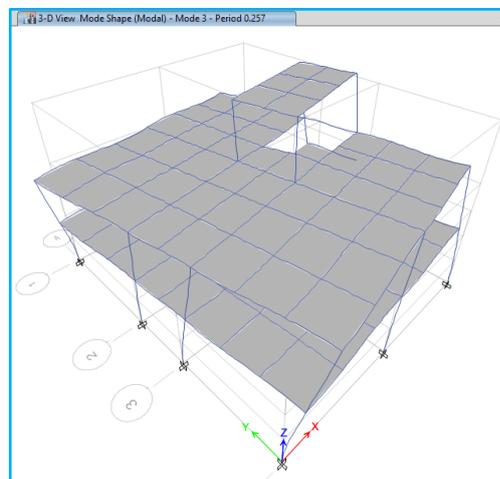


Figura 117: Rotacional - tercer modo de vibración

Fuente: Etabs 2015

2.6.6.3.4 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) establece que “todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración” (p. 58).

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) nos dice que: “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas” (p. 58).

Tabla 43: Participación modal

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.3340	0.7980	0.0003	0	79.80%	0.03%	0.00%
2	0.2800	0.0003	0.8090	0	79.83%	80.93%	0.00%
3	0.2320	0.0000	0.0000	0	79.83%	80.93%	0.00%
4	0.1340	0.0759	0.0000	0	87.42%	80.94%	0.00%
5	0.1180	0.0000	0.0716	0	87.42%	88.10%	0.00%
6	0.0890	0.0000	0.0019	0	87.42%	88.29%	0.00%
7	0.0800	0.1258	0.0000	0	99.00%	88.29%	0.00%
8	0.0730	0.0000	0.1159	0	99.00%	99.88%	0.00%
9	0.0650	0.0000	0.0011	0	99.00%	99.99%	0.00%
10	0.0030	0.0000	0.0000	0	99.01%	99.99%	0.00%
11	0.0020	0.0000	0.0000	0	99.01%	99.99%	0.00%
12	0.0020	0.0000	0.0000	0	100.00%	99.99%	0.00%

Se puede observar en la tabla que 7 modos de vibración son los que tienen participación de la masa modal acumulada menor a 90% de la masa total de la estructura.

2.6.6.3.5 CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

“El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares ó < 85% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 57).

Auto Seismic - User Coefficients											
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf	
CSX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	105.9712	15.7897	
CSY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story3	Base	0.149	1	105.9712	15.7897	

Figura 118: Peso y el cortante basal de la estructura.

Fuente: Etabs 2015

Peso de la estructura W:

$$W = 105.9712 t$$

Corte basal en dirección X y Y:

$$V = 0.149 * W$$

$$V = 0.149 * 105.9712 T$$

$$V = 15.7897 T$$

Story Forces									
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m	
Story1	DINAMICO XX M...	Top	0	12.7687	0.2957	77.4023	0.5341	24.4424	
Story1	DINAMICO XX M...	Bottom	0	12.7696	0.2958	77.4077	1.266	55.7422	
Story1	DINAMICO YY M...	Top	0	0.2957	12.8877	63.5613	24.3122	0.5297	
Story1	DINAMICO YY M...	Bottom	0	0.2958	12.8884	63.5681	55.9975	1.2579	

Figura 119: Cortante basal estático y dinámico

Fuente: Etabs 2015

$f c_1$ para X es:

$$f c_1 = \frac{15.7897 t}{12.7696 t} = 1.237$$

$f c_2$ para Y es:

$$f c_2 = \frac{15.7897 t}{12.8884 t} = 1.225$$

Estos coeficientes normalmente son diferentes en cada dirección X e Y.

Aun cuando la norma dice que debe ser $< 80\%$ del cortante basal estático para estructuras regulares, nosotros decidimos igualarlo.

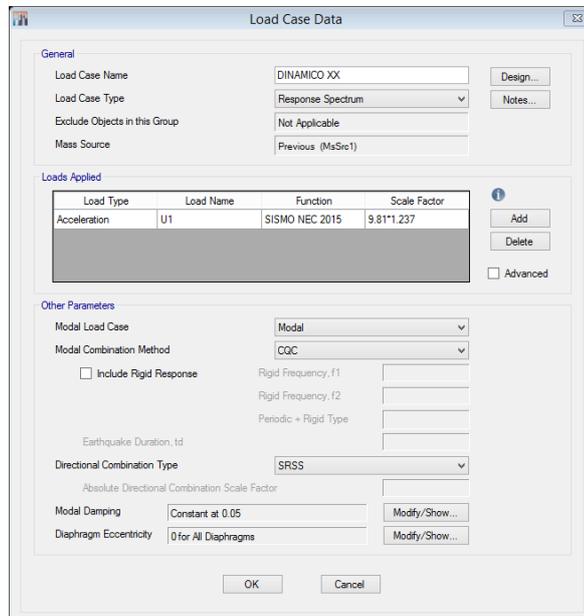


Figura 120: Ingreso de fc_1 en el software

Fuente: Etabs 2015

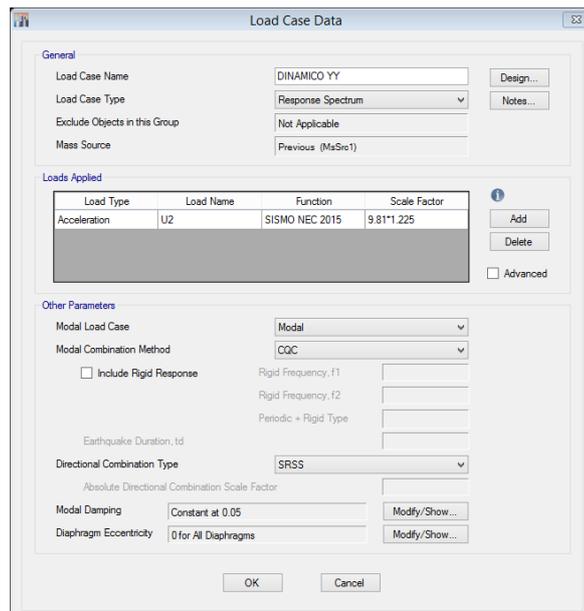


Figura 121: Ingreso de fc_2 en el software

Fuente: Etabs 2015

Introducidos los factores de corrección, se vuelve a analizar el modelo. Y así tenemos:

Story Forces								
1 de 144 Reload Apply								
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	DINAMICO XX M...	Top	0	15.7948	0.3658	95.7466	0.6607	30.2353
Story1	DINAMICO XX M...	Bottom	0	15.796	0.3659	95.7533	1.566	68.9531
Story1	DINAMICO YY M...	Top	0	0.3622	15.7875	77.8626	29.7825	0.6488
Story1	DINAMICO YY M...	Bottom	0	0.3623	15.7883	77.871	68.597	1.541

Figura 122: Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico

Fuente: Etabs 2015

2.6.6.3.6 EFECTO P-DELTA

Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i considerado

Tabla 44: Deriva de piso

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	X	Y	Z
			m	m	rad	m	m	m
3	D3	DINAMICO XX Max	0.011748	0.000204	0.000008	7.85	6	7.5
3	D3	DINAMICO YY Max	0.000215	0.007732	0.000174	7.85	6	7.5
2	D2	DINAMICO XX Max	0.007338	0.000138	0.000005	4.917	6.1525	5
2	D2	DINAMICO YY Max	0.000144	0.005065	0.000079	4.917	6.1525	5
1	D1	DINAMICO XX Max	0.002919	0.000069	0.000003	4.8738	6.1564	2.5
1	D1	DINAMICO YY Max	0.000062	0.002071	0.000035	4.8738	6.1564	2.5

Tabla 45: Cortante sísmico

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	T	MX	MY
			T	T	T-m	T m	T m
Story3	DINAMICO XX Max	Top	1.7346	0.0336	10.3469	0	0
Story3	DINAMICO XX Max	Bottom	1.7346	0.0336	10.3469	0.0839	4.3365
Story3	DINAMICO YY Max	Top	0.0366	1.6337	12.6982	0	0
Story3	DINAMICO YY Max	Bottom	0.0366	1.6337	12.6982	4.0842	0.0916
Story2	DINAMICO XX Max	Top	10.6533	0.2338	64.6735	0.0839	4.3365
Story2	DINAMICO XX Max	Bottom	10.6574	0.2339	64.698	0.6607	30.2353
Story2	DINAMICO YY Max	Top	0.2314	10.5383	53.2255	4.0842	0.0916
Story2	DINAMICO YY Max	Bottom	0.2316	10.5422	53.262	29.7825	0.6488
Story1	DINAMICO XX Max	Top	15.7948	0.3658	95.7466	0.6607	30.2353
Story1	DINAMICO XX Max	Bottom	15.796	0.3659	95.7533	1.566	68.9531
Story1	DINAMICO YY Max	Top	0.3622	15.7875	77.8626	29.7825	0.6488
Story1	DINAMICO YY Max	Bottom	0.3623	15.7883	77.871	68.597	1.541

Tabla 46: Carga vertical total sin mayorar

Piso	Load Case/Combo	Location	P	MX	MY
			T	T m	T m
Story3	Pi	Top	4.5241	27.1444	-35.5139
Story3	Pi	Bottom	5.7378	34.4269	-45.0419
Story2	Pi	Top	68.3928	420.3087	-351.6992
Story2	Pi	Bottom	76.1168	467.3152	-395.0474
Story1	Pi	Top	153.0718	941.4354	-772.0474
Story1	Pi	Bottom	160.7959	988.4419	-815.3956

Se ha creado una combinación de cargas para los casos CM, Dead y Live sin factor de mayoración, para cumplir con el parámetro establecido en la NEC 2015 en el capítulo NEC SE DS (PELIGRO SÍSMICO), de esta manera determinamos los índices de estabilidad en la dirección x y en la dirección y.

Tabla 47: Coeficientes de estabilidad Qi de la estructura.

Piso	h (m)	Deriva x	Deriva y	Cortante x	Cortante y	Carga Vertical	Índice estabilidad x	Índice estabilidad y
3	2.5	0.011748	0.007732	1.7346	1.6337	5.7378	<u>0.01554426</u>	<u>0.01086238</u>
2	2.5	0.007338	0.005065	10.6574	10.5422	76.1168	<u>0.02096365</u>	<u>0.01462813</u>
1	2.5	0.002919	0.002071	15.796	15.7883	160.7959	<u>0.01188562</u>	<u>0.00843684</u>

En dirección X y Y el efecto P-DELTA, no necesita ser considerado en la estructura, pues cumple con la condición $Q_i < 0.1$.

2.6.6.4 DISEÑO SECCIONES COMPUESTAS

2.6.6.4.1 COMPROBACIÓN DE VIGAS COMPUESTAS

Se presentan las propiedades de las vigas más cargadas, y un cálculo tipo de la viga más cargada que va del eje A-2 a B-2.

2.6.6.4.2 PANDEO LATERAL TORSIONAL EN VIGAS

Un parámetro muy importante que se debe de cumplir para así no afecta la capacidad resistente de la viga.

$$L = 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$$

$$L = 0.086 * 3.58 \text{ cm} \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}$$

$$L = 255.20 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud viga} = 540 \text{ cm}$$

Con este valor se decide colocar correas que soporten de manera lateral a las vigas paralelas al sentido "X". Las cuales se colocan en la mitad de la luz y proveerán de una longitud no arriostrada de 1.80 metros lo cual se encuentra dentro del límite permitido por la AISC.

$$L_b = 180 \text{ cm}$$

$$180 < 255.20 \quad OK$$

Tabla 48: Chequeo de arriostramiento lateral

Viga	PISO	EJE	Es	Fy	ry	L	N° de A. Lateral	Lb	Limite	$L_b < 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$
			kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm		cm	cm	
1	1	A-2 a B-2	2100000	2531	3.58	540	2	180.00	255.20	CUMPLE
2	1	B-2 a C-2	2100000	2531	3.68	490	2	163.33	262.76	CUMPLE
3	1	B-2 a C-2	2100000	2531	2.84	490	2	163.33	202.72	CUMPLE
4	1	3-4	2100000	2531	2.39	470	2	156.67	170.54	CUMPLE
5	1	1-2	2100000	2531	2.96	500	3	125.00	210.87	CUMPLE

2.6.6.4.3 PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS

De acuerdo con el reglamento (AISC 341, 2010) los elementos que conforman el sistema estructural deben ser sísmicamente compactos, en el capítulo D del mismo se expone la relación máxima ancho – espesor que debe cumplir el elemento para una adecuada incursión en el rango elástico, de no cumplirse con la relación podría incidir en la ductilidad.

Alas de Vigas

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{15 \text{ cm}}{2 * 1 \text{ cm}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$7.5 \leq 8.64 \quad OK$$

Alma de Vigas

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{28 \text{ cm}}{0.5 \text{ cm}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$56 \leq 70.57 \quad OK$$

Tabla 49: Chequeo compactación ala de la viga.

ALA COMPACTA							
Viga	E	Fy	bf	tf	bf/2tf	λ hd	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	kg/cm2	kg/cm2	cm	cm			
1	2100000	2531	15	1	7.5	8.64	COMPACTA
2	2100000	2531	15	1	7.5	8.64	COMPACTA
3	2100000	2531	12	0.8	7.5	8.64	COMPACTA
4	2100000	2531	10	0.8	6.25	8.64	COMPACTA
5	2100000	2531	12	1	6	8.64	COMPACTA

Tabla 50: Chequeo compactación alma de la viga.

ALMA COMPACTA							
Viga	E	Fy	h	tw	h/tw	λ hd	$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm			
1	2100000	2531	28	0.5	56	70.57	COMPACTA
2	2100000	2531	23	0.5	46.00	70.57	COMPACTA
3	2100000	2531	23.4	0.4	58.5	70.57	COMPACTA
4	2100000	2531	18.4	0.4	46	70.57	COMPACTA
5	2100000	2531	18	0.5	36	70.57	COMPACTA

Todas las vigas tienen secciones compactas se calcula el valor del momento nominal de acuerdo a lo especificado en la norma (AISC 360, 2010) doblemente simétrico y compacto. A partir de la siguiente expresión verificando que la sección no presente problemas de pandeo lateral torsional

$$L_b \leq L_p$$

Dónde:

L_b : distancia ente dos puntos arriostrados del elemento

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 * 3.58 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 181.31 \text{ cm}$$

$$180 \text{ cm} \leq 181.31 \text{ cm}$$

Al cumplir con la condición de la (AISC 341, 2010) se tiene que las vigas son sísmicamente compactas, entonces el pandeo lateral torsional no aplica.

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.9 F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.9 * 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 533 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = 12.14 \text{ T m}$$

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2$$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$Mux = 9.22 \text{ t m} \quad \text{Dato Etabs}$$

$$0 + \left(\frac{9.22 \text{ t m}}{12.14 \text{ t m}} + 0 \right) \leq 1$$

$$0.759 \leq 1$$

2.6.6.4.4 DISEÑO A CORTE

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \quad k_v = 5$$

$$\frac{28}{0.5} \leq 260$$

$$56 \leq 260$$

Al cumplirse la condición anterior el coeficiente de pandeo por corte del alma es

$$k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{28}{0.5} \leq 1.10 \sqrt{5 * \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$56 \leq 70.85$$

$$C_v = 1$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$A_w = 28 \text{ cm} * 0.5 \text{ cm} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 2531 \text{ kg/cm}^2 * 14 \text{ cm}^2 * 1$$

$$\phi V_n = 19.13 \text{ t}$$

$$V_u = 7.64 \text{ t} \quad \text{DATO ETABS}$$

$$Vu < \phi Vn$$

$$7.64 t < 19.13 t$$

NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

Tabla 51: Comprobación de la resistencias de la vigas

VIGA	SECCION	PISO	EJES	Lb	Lp	CUMPLE	SOLICITACIONES (ETABS)			Zx cm ³	CALCULO RESISTENCIA		
				cm	cm		COMBINACION	Pu	Muy		Mux	ØMnx ton m	Mu / ØMnx
								T	T m		T m		
1	V300X150X5X10	1	A-2 a B-2	180.00	181.31	OK- NO APLICA LTB	ENVE XX	0	0	9.2207	533.00	12.14	0.759
2	V250X150X5X10	1	B-2 a C-2	163.33	181.31	OK- NO APLICA LTB	ENVE XX	0	0	6.3494	426.13	9.71	0.654
3	V250X120X4X8	1	B-2 a C-2	163.33	181.31	OK- NO APLICA LTB	ENVE XX	0	0	5.0486	287.08	6.54	0.772
4	V200X100X4X8	1	3-4	156.67	181.31	OK- NO APLICA LTB	ENVE YY	0	0	3.7094	187.46	4.27	0.869
5	V200X120X5X10	1	1-2	125.00	181.31	OK- NO APLICA LTB	ENVE YY	0	0	4.5202	268.50	6.12	0.739

Tabla 52: Cálculo de diseño a corte de elementos compactos.

VIG A	SECCION	PIS O	EJES	h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{h}{tw} \leq 260$	$1.10 \sqrt{k_v * \frac{E}{Fy}}$	$1.37 \sqrt{k_v * \frac{E}{Fy}}$	C v	$A_w = h * t_w$ cm ²	ØVn T	Vu T	CUMPLE
1	V300X150X5X10	1	A-2 a B-2	28	0.5	56.0	5	70.85	88.24	1	14	19.13	7.64	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
2	V250X150X5X10	1	B-2 a C-2	23	0.5	46.0	5	70.85	88.24	1	11.5	15.72	5.93	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
3	V250X120X4X8	1	B-2 a C-2	23.4	0.4	58.5	5	70.85	88.24	1	9.36	12.79	4.81	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
4	V200X100X4X8	1	3-4	18.4	0.4	46.0	5	70.85	88.24	1	7.36	10.06	4.02	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE
5	V200X120X5X10	1	1-2	18	0.5	36.0	5	70.85	88.24	1	9	12.30	4.36	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

2.6.6.4.5 DISEÑO COMPUESTO DE VIGAS

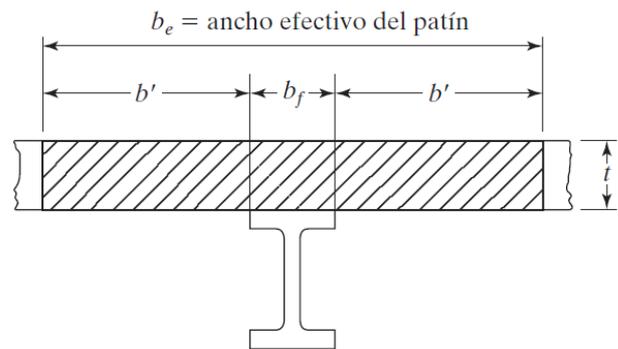
EJE 1-2

UBICACIÓN DEL ENP

Mu=	340650	kg cm	<i>Datos Etabs</i>
Vu=	32.30	kg	
As=	23.36	cm ²	
Peso=	18.34	kg/m	
I 200x100x4x8			

Porción de losa que actúa como viga (be)

f'c=	210	Kg/cm ²
Es=	2100000	kg/cm ²
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²



Ag=	23.36	cm ²
d=	20	cm
tw=	0.4	cm
bf=	10	cm
tf=	0.8	cm
Aw=	7.36	cm ²
Af=	8	cm ²
hf=	19.2	cm
h=	18.4	cm
Zx=	187.456	cm ³
Inercia		
	1683.06	cm ⁴

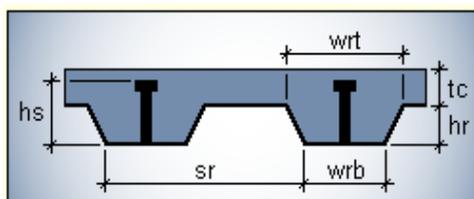
t=	10	cm
bo=	180	cm
L=	500	cm
h=	18.8	cm
Vigas Central		
L/4=	125	cm
bo=	180	cm
be=	125	cm
Vigas de borde		
L/8=	62.50	cm
bo/2=	90	cm
d/2+t=	20	cm
be=	20	cm

be=	125	cm
a=	2.65	cm

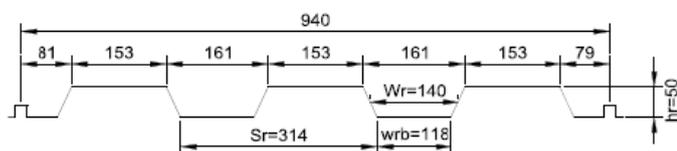
ENP recae en la losa		
Según Whitney		
C=	111562.5	kg
T=	59124.16	kg

Eje neutro plástico ubicado en la losa de concreto

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$



Medidas Principales Placa Deck



ENP recae en la losa		
Hs deck=	7.6	cm
tc deck=	5	cm
hr deck=	5	cm
wr deck=	14	cm

REVISIÓN DE MOMENTO		
Mp=Mn=	11.04	t m
ØMn=	9.94	t m
Mu =	3.41	t m

DISEÑO A CORTANTE										
LONGITUD: 5 m						SECCIÓN: V 200X100X4X8				
PISO: 1						EJE: 1-2				
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{h/tw} \leq 260$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	C v	$A_w = h * tw$ cm ²	ϕV_n t	V_u (Etabs) t	CUMPLE
18.4	0.4	46	5	70.85	88.24	1	7.36	10.06	0.03	NO NECESITA RIGIDIZADOS RES DE CORTE

CONECTORES DE CORTANTE

Fuerza horizontal de corte Vh

$$A_s * F_y = 59124.16 \text{ kg}$$

$$0.85 f'c * a * b_e = 111562.5 \text{ kg}$$

$$V_h = 59124.16 \text{ kg}$$

$$d = 1.90 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}$$

$$L_{min} = 7.60 \text{ cm}$$

Se utiliza el conector tipo espárrago de diámetro de 19 mm con una longitud de 7.60 cm y resistencia nominal al corte de 9.53 T, según la tabla 7 de la presente investigación.

Resistencia nominal del conector espárrago embebido en el concreto

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.75$$

$$F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 215381 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_n = 9534.12 \text{ kg} < R_g * R_p * A_s * F_u = 8671.73 \text{ kg}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'c E_c} \leq R_g R_p A_{su} F_u$$

$$Q_n = 8671.73 \text{ kg}$$

$$N_1 = 7$$

$$2N_1 = 14 \text{ Conectores}$$

Número de nervios de la placa colaborante = 15

Ingrese resistencia de los conectores, (tabla): 9.53 t

Ingrese el # de conectores: 7

Factor de reducción de capacidad de conectores.

$$\left[\frac{0.85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{wr}{hr} \right) \left[\left(\frac{Hs}{hr} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$


$$Q_n = 66710 \text{ kg}$$

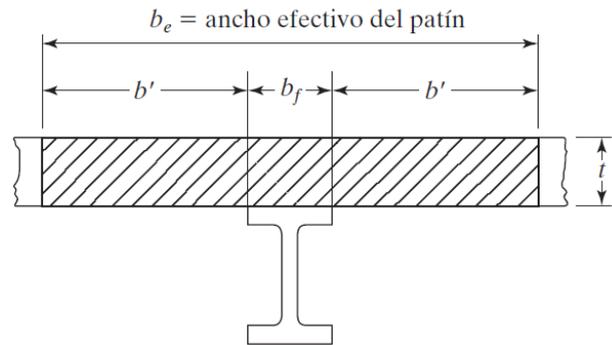
COMPLETAMENTE COMPUESTA

EJE 2-3
UBICACIÓN DEL ENP

Mu=	300330	kg cm	<i>Datos Etabs</i>
Vu=	2134.2	kg	
As=	23.36	cm ²	
Peso=	18.34	kg/m	
I 200x100x4x8			

**Porción de losa que
actúa como viga (be)**

f'c=	210	Kg/cm ²
Es=	2100000	kg/cm ²
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²



Ag=	23.36	cm ²
d=	20	cm
tw=	0.4	cm
bf=	10	cm

t=	10	cm
bo=	180	cm
L=	260	cm
h=	18.8	cm

tf=	0.8	cm
Aw=	7.36	cm ²
Af=	8	cm ²
hf=	19.2	cm
h=	18.4	cm
Zx=	187.456	cm ³
Inercia		
	1683.06	cm ⁴

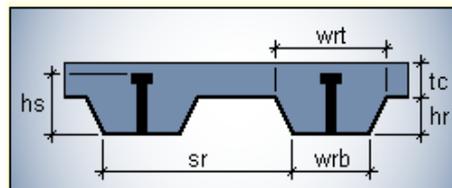
Vigas Central		
L/4=	65	cm
bo=	180	cm
be=	65	cm
Vigas de borde		
L/8=	32.50	cm
bo/2=	90	cm
d/2+t=	20	cm
be=	20	cm

be=	65	cm
bo=	5.10	cm

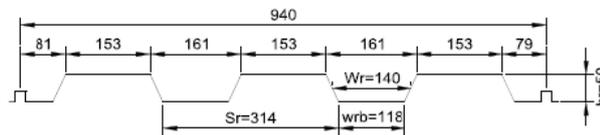
ENP recae en la losa		
Según Whitney		
C=	58012.5	kg
T=	59124.16	kg

Eje neutro plástico ubicado en la losa de concreto

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$



Medidas Principales Placa Deck



ENP recae en la losa		
----------------------	--	--

Hs deck=	7.6	cm
tc deck=	5	cm
hr deck=	5	cm
wr deck=	14	cm

REVISIÓN DE MOMENTO		
$M_p = M_n =$	10.32	t m
$\phi M_n =$	9.29	t m
$M_u =$	3.00	t m

DISEÑO A CORTANTE										
LONGITUD: 2.60 m					SECCIÓN: V 200X100X4X8					
PISO: 1					EJE: 1-2					
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{h/tw} \leq 260$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	Cv	$\frac{A_w = h}{* tw}$ cm ²	ϕV_n t	Vu (Etabs) t	CUMPLE
18.4	0.4	46	5	70.5	88.24	1	7.36	10.06	2.13	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

CONECTORES DE CORTANTE

Fuerza horizontal de corte Vh

$$A_s * F_y = 59124.16 \text{ kg}$$

$$0.85 f'_c * a * b_e = 58012.5 \text{ kg}$$

$$V_h = 58012.5 \text{ kg}$$

$$d = 1.90 \text{ cm}$$

$$A_{sa} = 2.84 \text{ cm}$$

$$L_{min} = 7.60 \text{ cm}$$

Se utiliza el conector tipo espárrago de diámetro de 19 mm con una longitud de 7.60 cm y resistencia nominal al corte de 9.53 T, según la tabla 7 de la presente investigación.

Resistencia nominal del conector espárrago embebido en el concreto

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.75$$

$$F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 215381 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_n = 9534.12 \text{ kg} < R_g * R_p * A_{sa} * F_u = 8671.73 \text{ kg}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{su} F_u$$

$$Q_n = 8671.73 \text{ kg}$$

$$N_1 = 7$$

$$2N_1 = 14 \text{ Conectores}$$

Número de nervios de la placa colaborante = 8

Ingrese resistencia de los conectores, (tabla): 9.53 t

Ingrese el # de conectores: 7

Factor de reducción de capacidad de conectores.

$$\left[\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$



Q_n= 38120 kg

PACIALMENTE COMPUESTA

be =	65	cm
a =	3.29	cm

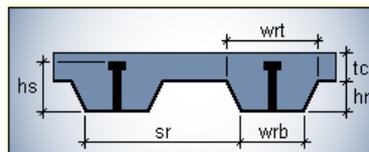
ENP se localiza en la losa		
C =	136273	kg
T =	38876.16	kg

Eje neutro plástico ubicado en el ala de la viga de acero

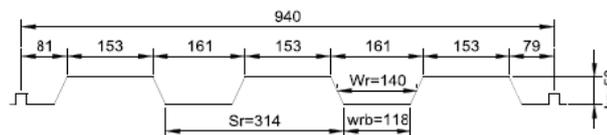
$$M_n = M_p = \Sigma Q_n \left(t_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

Eje neutro plástico ubicado en el alma de la viga de acero

$$M_n = M_p = C_c \left(t_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - t_f}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$



Medidas Principales Placa Deck



ENP recae en la losa

H_s deck =	7.6	cm
t_c deck =	5	cm
h_r deck =	5	cm
w_r deck =	14	cm

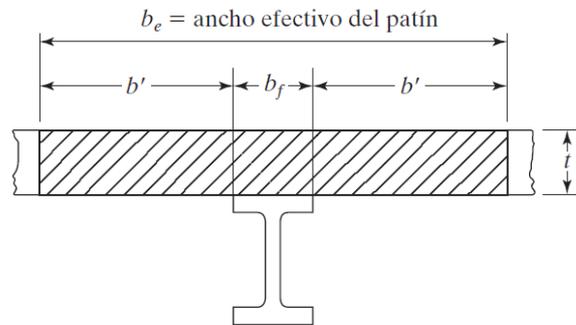
REVISIÓN DE MOMENTO		
M _p =M _n =	9.05	t m
ØM _n =	8.15	t m
M _u =	3.00	t m

EJE 3-4
UBICACIÓN DEL ENP

Mu=	302500	kg cm	<i>Datos Etabs</i>
Vu=	42	kg	
As=	23.36	cm ²	
Peso=	18.34	kg/m	
I 200x100x4x8			

**Porción de losa que
actúa como viga (be)**

f'c=	210	Kg/cm ²
Es=	2100000	kg/cm ²
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²



Ag=	23.36	cm ²
d=	20	cm
tw=	0.4	cm
bf=	10	cm

t=	10	cm
bo=	180	cm
L=	470	cm
h=	18.8	cm

tf=	0.8	cm
Aw=	7.36	cm ²
Af=	8	cm ²
hf=	19.2	cm
h=	18.4	cm
Zx=	187.456	cm ³
Inercia		
	1683.06	cm ⁴

Vigas Central		
L/4=	117.5	cm
bo=	180	cm
be=	117.5	cm
Vigas de borde		
L/8=	58.75	cm
bo/2=	90	cm
d/2+t=	20	cm
be=	20	cm

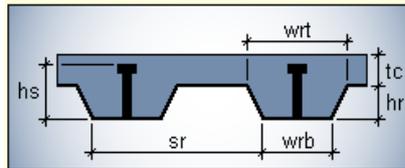
be=	117.5	cm
a=	2.82	cm

ENP recae en la losa		
Según Whitney		
C=	104868.75	kg
T=	59124.16	kg

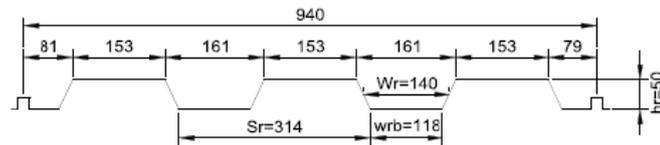
SECCIÓN COMPLETAMENTE COMPUESTA

Eje neutro plástico ubicado en la losa de concreto

$$Mn = Mp = AsFy \left(\frac{d}{2} + hr + tc - \frac{a}{2} \right)$$



Medidas Principales Placa Deck



ENP recae en la losa		
Hs deck=	7.6	cm
tc deck=	5	cm
hr deck=	5	cm
wr deck=	14	cm

REVISIÓN DE MOMENTO		
$M_p = M_n =$	10.99	t m
$\phi M_n =$	9.89	t m
$M_u =$	3.03	t m

DISEÑO A CORTANTE										
LONGITUD: 4.70 m					SECCIÓN: V 200X100X4X8					
PISO: 1					EJE: 3-4					
h cm	t cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v}{h} = 5$ $\frac{h}{tw} \leq 260$	$1.10 \sqrt{k_v}$	$1.37 \sqrt{k_v * \frac{A}{F}}$	C v	$\frac{A_w}{h} = \frac{h}{tw}$ cm ²	ϕV_n t	Vu (Etabs) t	CUMPLE
84	0.4	46	5	70.85	88.24	1	7.36	10.06	0.042	NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

CONECTORES DE CORTANTE

Fuerza horizontal de corte Vh

$$\begin{aligned}
 A_s * F_y &= 59124.16 \text{ kg} \\
 0.85 & \\
 f'_c * a * b * e &= 104868.75 \text{ kg} \\
 V_h &= 59124.16 \text{ kg}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 d &= 1.90 \text{ cm} \\
 A_{sa} &= 2.84 \text{ cm} \\
 L_{min} &= 7.60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Se utiliza el conector tipo espárrago de diámetro de 19 mm con una longitud de 7.60 cm y resistencia nominal al corte de 9.53 T, según la tabla 7 de la presente investigación.

Resistencia nominal del conector espárrago embebido en el concreto

$$\begin{aligned}
 R_g &= 1 \\
 R_p &= 0.75 \\
 &= 4078 \\
 F_u &= \text{kg/cm}^2 \\
 E_c &= 215381 \text{ kg/cm}^2 \\
 Q_n &= 9534.12 \text{ kg} < R_g * R_p * A_{sa} * F_u = 8671.73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{su} F_u$$

$$Q_n = 8671.73 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 N_1 &= 7 \\
 2N_1 &= 14 \quad \text{Conectores}
 \end{aligned}$$

Número de nervios de la placa colaborante = 15

Ingrese resistencia de los conectores,
(tabla): 9.53 t

Ingrese el # de conectores: 7

Factor de reducción de capacidad de conectores.

$$\left[\frac{0.85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{wr}{hr} \right) \left[\left(\frac{Hs}{hr} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$



$$Q_n = 66710 \text{ kg}$$

COMPLETAMENTE COMPUESTA

2.6.6.4.6 COMPROBACIÓN DE COLUMNAS

Es de gran importancia saber que el software de diseño estructural Etabs no realiza la comprobación de las secciones compuestas, así que se debe realizar un chequeo de todos los parámetros según lo establecido en el reglamento (AISC 360, 2010).

Las secciones a analizar son las que siguen:

COLUMNA A1-B1-A2-A3-A4-B4			COLUMNA C1-C2-C3		
As=	114.24	cm ²	As=	76	cm ²
h=	25	cm	h=	20	cm
b=	25	cm	b=	20	cm
t=	1.2	cm	t=	1	cm
Is=	10812.44	cm ⁴	Is=	4585.33	cm ⁴
r=	9.73	cm	r=	7.77	cm
Long col=	250.00	cm	Long col=	250.00	cm
Fy=	2531	kg/cm ²	Fy=	2531	kg/cm ²
f'c=	210	kg/cm ²	f'c=	210	kg/cm ²
Ec=	215381.06	kg/cm ²	Ec=	215381.06	kg/cm ²
Es=	2100000	kg/cm ²	Es=	2100000	kg/cm ²
Ac=	510.76	cm ²	Ac=	324.00	cm ²
At=	625.00	cm ²	At=	400.00	cm ²
h con=	22.60	cm	h con=	18.00	cm
b con=	22.60	cm	b con=	18.00	cm
Ic=	21739.65	cm ⁴	Ic=	8748.00	cm ⁴

COLUMNA B2-B3			COLUMNA C4		
As=	167.04	cm2	As=	46.56	cm2
h=	25	cm	h=	20	cm
b=	25	cm	b=	20	cm
t=	1.8	cm	t=	0.6	cm
Is=	15074.80	cm4	Is=	2923.35	cm4
r=	9.50	cm	r=	7.92	cm
Long col=	250.00	cm	Long col=	250.00	cm
Fy=	2531	kg/cm2	Fy=	2531	kg/cm2
f'c=	210	kg/cm2	f'c=	210	kg/cm2
Ec=	215381.06	kg/cm2	Ec=	215381.06	kg/cm2
Es=	2100000	kg/cm2	Es=	2100000	kg/cm2
Ac=	457.96	cm2	Ac=	353.44	cm2
At=	625.00	cm2	At=	400.00	cm2
h con=	21.4	cm	h con=	18.8	cm
b con=	21.40	cm	b con=	18.80	cm
Ic=	17477.28	cm4	Ic=	10409.99	cm4

Del programa se obtiene las solicitaciones a las que está sometida la columna B2.

$$Pu = 362.44 \text{ t}$$

Se comprueba que todas las columnas rellenas de concreto sean sísmicamente compactas de acuerdo a lo establecido en el código (AISC 341, 2010), para secciones altamente dúctiles, la cual indica la relación máxima ente ancho y espesor.

**Columnas
Compuestas**

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

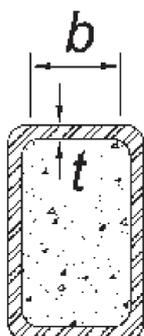


Según la (ACI 318, 2008), para un elementos compuesto con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero no debe ser menor que:

$$t_{min} > b \sqrt{\frac{F_y}{3 E_s}}$$

Tabla 53: Comprobación de sección compacta

SECCIÓN COMPACTA -AISC 341-10							
COLUMNAS RELLENAS							
COLUMN A	E	Fy	b	t	b/t	λ hd	CUMPLE
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm			
1	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
2	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
3	2100000	2531	18	1	18.0	40.33	COMPACTA
4	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
5	2100000	2531	21.4	1.8	11.8	40.33	COMPACTA
6	2100000	2531	18	1	18.0	40.33	COMPACTA
7	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
8	2100000	2531	21.4	1.8	11.8	40.33	COMPACTA
9	2100000	2531	18	1	18.0	40.33	COMPACTA
10	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
11	2100000	2531	22.6	1.2	18.8	40.33	COMPACTA
12	2100000	2531	18.8	0.6	31.3	40.33	COMPACTA

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$


Se verifica que cumpla con el espesor mínimo del perfil de acero según lo establecido en el (ACI 318, 2008), para de esta manera no tener problemas de pandeo que se puede generar al no tener la suficiente sección de acero.

$$t_{min} > b \sqrt{\frac{Fy}{3 Es}}$$

Tabla 54: Espesor mínimo de acero

ESPESOR MÍNIMO (t_{min}) DE PARED REQUERIDA CUADRADA DE ANCO b, según la ACI 318-08						
COLUMN A	E	F _y	b	t	t min	$t_{min} > b \sqrt{\frac{F_y}{3 E s}}$
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm	
1	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
2	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
3	2100000	2531	18	1	0.36	CUMPLE
4	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
5	2100000	2531	21.4	1.8	0.43	CUMPLE
6	2100000	2531	18	1	0.36	CUMPLE
7	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
8	2100000	2531	21.4	1.8	0.43	CUMPLE
9	2100000	2531	18	1	0.36	CUMPLE
10	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
11	2100000	2531	22.6	1.2	0.45	CUMPLE
12	2100000	2531	18.8	0.6	0.38	CUMPLE

Según la sección E2 de la norma (AISC 360, 2010) anexo 7, para calcular la esbeltez de columna KL/r, el valor del factor de longitud efectiva K se puede ser igual a 1 si se cumple:

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

Donde:

α : 1 (LRFD)

P_r : resistencia a compresión axial requerida bajo las combinaciones LRFD

P_y : resistencia axial de fluencia (=A F_y)

Se realiza esta comprobación para la columna más cargada axialmente, con la combinación mas crítica del programa.

Tabla 55: Columna mas cargada axialmente

COL	SECCIÓN	P	Mux	Muy	α (LRFD)	Pr	A	α Pr	0.5 Py	K
		t	t m	t m		ton	cm2	ton	ton	
A1	C250X250X12	10.14	1.3096	0.5015	1	10.1364	114.24	10.1364	144.57	1
B1	C250X250X12	19.67	0.141	0.7808	1	19.6656	114.24	19.6656	144.57	1
C1	C200X200X10	9.91	0.9839	0.4746	1	9.91	76	9.91	96.18	1
A2	C250X250X12	16.64	2.1596	0.2977	1	16.64	114.24	16.64	144.57	1
B2	C250X250X18	32.49	0.5815	0.5624	1	32.49	167.04	32.49	211.39	1
C2	C200X200X10	13.62	2.1559	0.4461	1	13.62	76	13.62	96.18	1
A3	C250X250X12	15.98	2.0426	0.3148	1	15.98	114.24	15.98	144.57	1
B3	C250X250X18	31.56	0.7041	0.5154	1	31.56	167.04	31.56	211.39	1
C3	C200X200X10	12.75	2.21	0.0674	1	12.75	76	12.75	96.18	1
A4	C250X250X12	10.55	1.3565	0.385	1	10.55	114.24	10.55	144.57	1
B4	C250X250X12	20.14	0.14	0.7039	1	20.14	114.24	20.14	144.57	1
C4	C200X200X6	9.19	0.9662	0.3316	1	9.19	46.56	9.19	58.92	1

De esta manera para la columna B2 y la combinacion C2 se tiene.

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

$$1 * 32.49 t \leq 0.5 * 167.04 \text{ cm}^2 * 2.531 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$32.49 \leq 211.39 t \quad OK$$

Se puede asumir un valor K=1 para el cálculo de la resistencia nominal a compresión de todas las columnas. Con el valor de K se calcula la resistencia KL/r en los dos sentidos, r se obtiene del software.

La resistencia de diseño en compresión ϕP_n de acuerdo al capítulo I de la norma (AISC 360, 2010), deben ser determinados de la siguiente manera:

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

2.6.6.4.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La (AISC 360, 2010) en el capítulo I, Diseño de miembros de sección compuesta, establece que la resistencia a la compresión de una columna compuesta para secciones compactas es:

$$P_{no} = P_p$$

Donde:

$$P_p = F_y A_s + C_2 A_c f'c$$

$$P_p = 2531 \text{ kg/cm}^2 * 167.04 \text{ cm}^2 + 0.85 * 457.96 \text{ cm}^2 * 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_p = 504524.10 \text{ kg}$$

Donde:

A_s: área de la sección de acero

A_c: área de concreto

C₂ = 0.85 para secciones rectangulares

La rigidez efectiva de una sección compuesta, EI_{eff} , para todas las secciones debe ser de:

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 * 15074.80 \text{ cm}^4 + 0.9 * 215381.06 \text{ kg/cm}^2 * 17477.28 \text{ cm}^4$$

$$EI_{eff} = 3.50 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2$$

Donde:

E_s: módulo de elasticidad de acero

E_c: módulo de elasticidad del concreto

I_s: inercia de la sección de acero

I_c: inercia de la sección de concreto

C₃: coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión.

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{167.04 \text{ cm}^2}{457.96 \text{ cm}^2 + 167.04 \text{ cm}^2} \right) \leq 0.9$$

$$C_3 = 1.13 \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.9$$

La resistencia a la compresión disponible $\phi_c P_n$, con $\phi_c = 0.75$.

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{504524.10 \text{ kg}}{5534074.20 \text{ kg}} = 0.091$$

Donde:

P_e : carga de pandeo elástico

$$P_e = \frac{\pi^2(3.50 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2)}{(1 * 250\text{cm})^2}$$

$$P_e = 5534074.20 \text{ kg}$$

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

El cociente 0.091 es menos de 2.25 entonces P_n es igual a:

$$P_n = 504524.10 \text{ kg} * \left[0.658 \frac{504524.10 \text{ kg}}{5534074.20 \text{ kg}} \right]$$

$$P_n = 485.64 \text{ t}$$

Se calcula la siguiente relación la cual nos indicara que ecuación utilizar según la sección H de la (AISC 360, 2010).

$$P_c = \phi_c P_n = 0.75 * 485.64 \text{ t} = 364.23 \text{ t}$$

$$P_r = P_u = 362.44 \text{ t}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{362.44 \text{ t}}{364.23 \text{ t}} = 0.995$$

$$0.995 < 0.2$$

$$0.955 < 1 \quad \text{OK}$$

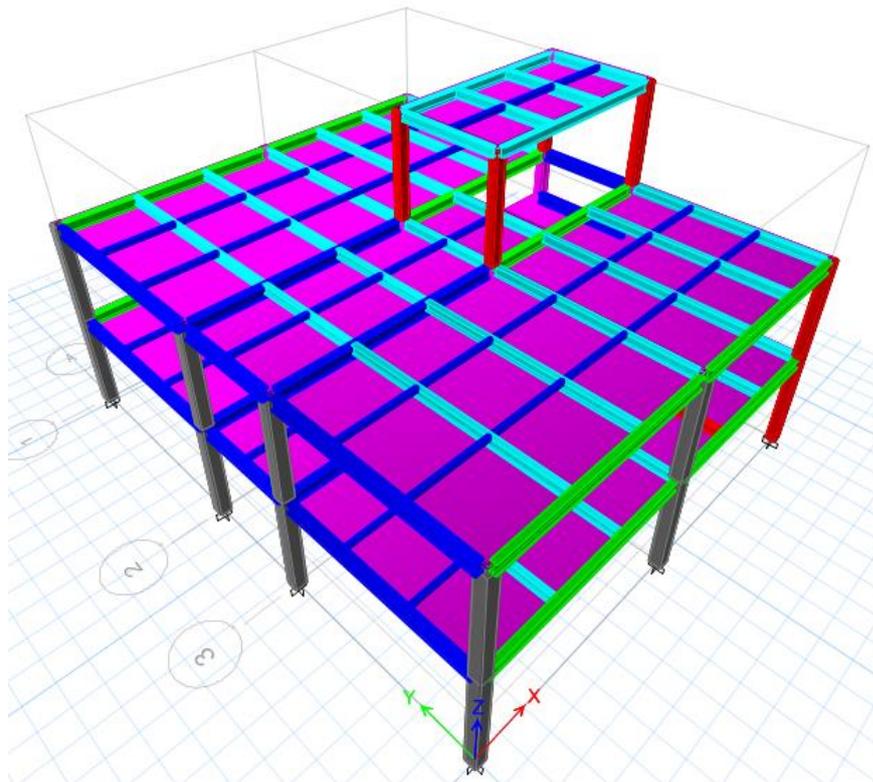
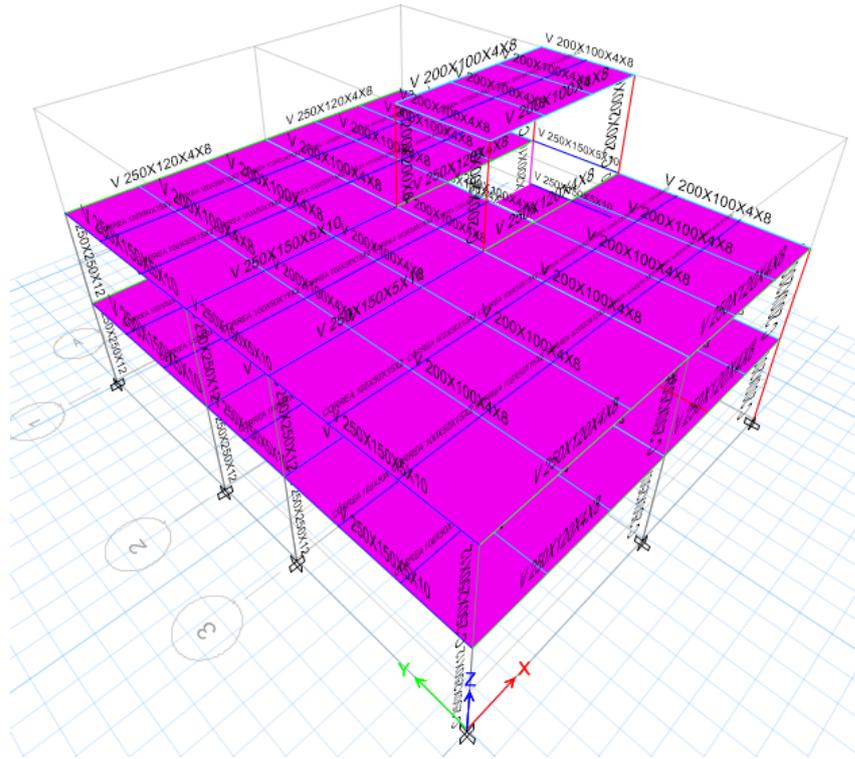


Figura 123: Secciones de vigas y columnas (Opción 2)

2.6.6.5 CONEXIÓN PRECALIFICADA WUF-W

El criterio de columna fuerte – viga débil, logra que la viga incurriere en el rango inelástico y las columnas tengan un buen comportamiento en el rango plástica. De no cumplir con la siguiente relación tomada de la (AISC 341, 2010) para pórticos especiales a momento, puede generarse un entrepiso débil donde las vigas son más resistentes que las columnas, y así producir un colapso de la estructura.

$$\frac{\Sigma M * pc}{\Sigma M * pb} > 1.00$$

2.6.6.5.1 CRITERIO COLUMNA FUERTE- VIGA DÉBIL, SEGÚN AISC 358-2010

Se analiza el nudo B2.

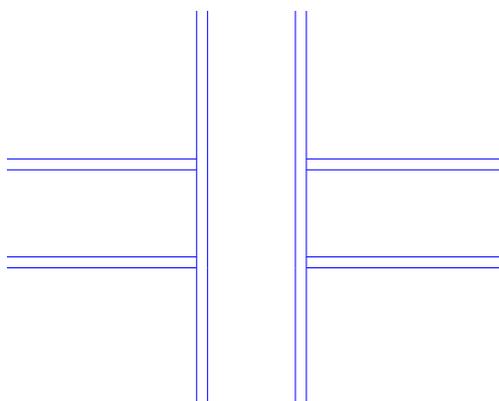


Figura 124: Nudo B2

Tabla 56: Propiedades del acero estructural A36

Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²
E=	2100000	kg/cm ²
Cpr=	1.4	Recomienda la AISC 358-10, capítulo 8
Ry=	1.5	
Rt=	1.1	

Tabla 57: Propiedades de las secciones del nudo.

VIGA IZQUIERDA		
Ag=	41.5	cm ²
d=	25	cm
tw=	0.5	cm
bf=	15	cm
tf=	1	cm
Aw=	11.5	cm ²
Af=	15	cm ²
hf=	24	cm
h=	23	cm
Zx=	426.13	cm ³
Zy=	113.94	cm ³
Inerciax=	4829.46	cm ⁴
rx=	10.79	cm
Inerciay=	562.74	cm ⁴
ry=	3.68	cm
Peso=	32.58	kg/m
Sx=	386.36	cm ³
Sy=	45.02	cm ³

VIGA DERECHA		
Ag=	28.56	cm ²
d=	25	cm
tw=	0.4	cm
bf=	12	cm
tf=	0.8	cm
Aw=	9.36	cm ²
Af=	9.6	cm ²
hf=	24.2	cm
h=	23.4	cm
Zx=	287.08	cm ³
Zy=	58.54	cm ³
Inerciax=	3239.19	cm ⁴
rx=	10.65	cm
Inerciay=	230.52	cm ⁴
ry=	2.84	cm
Peso=	22.42	kg/m
Sx=	259.14	cm ³
Sy=	18.44	cm ³

COLUMNA		
Ag=	167.04	cm ²
d=	25	cm
b=	25	cm
t=	1.8	cm
h=	21.4	cm

1) Momento plástico nominal de las vigas

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_x * F_y$$

M_{pr}: Momento plástico nominal de las vigas

C_{pr}: Factor de resistencia en la conexión, según la especificación AISC 358-10 el valor C_{pr} es de 1.4 para las conexiones de momento WUF-W.

R_y: Factor de sobre resistencia cedente

Z_x: Módulo de sección plástico de la viga

F_y: Esfuerzo de fluencia

Mpr en nudo izquierdo			Mpr en nudo derecho		
Zx=	426.13	cm ³	Zx=	287.08	cm ³
Mpr=	22648.97	kg m	Mpr=	15258.38	kg m

2) Corte en la rótula plástica

La rótula plástica para este tipo de conexión precalificada según lo establecido en el reglamento (AISC 358, 2010), deberá ser tomado en la cara de la columna por lo que $S_h=0$.

Se analiza con la combinación de carga 2, tomando en cuenta las cargas gravitacionales actuando sobre la viga.

$$VT = Vm + Vg$$

$$Lh = Li - 2S_h - 2\left(\frac{d_{col}}{2}\right)$$

En dónde:

VT: Corte en la rótula plástica

Vm: Corte por acción sísmica

Vg: Corte que se toma del software

Lh: Longitud entre rótulas plásticas

Li: Longitud entre ejes de las columnas

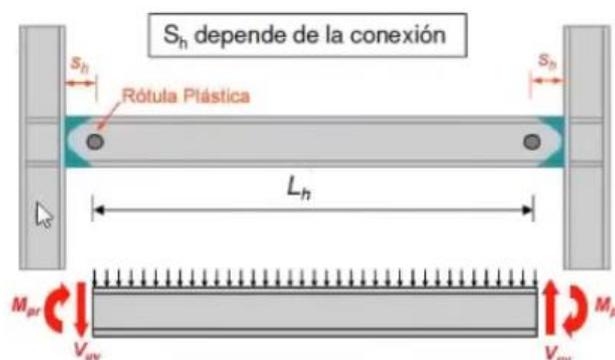


Figura 125: Diagrama de cuerpo libre

Viga izquierda			Viga derecha		
Li=	5.40	m	Li=	4.90	m
Lhi=	5.15	m	Lhi=	4.68	m
Vg=	6788.9	kg	Vg=	4618.2	kg
b=	0.25	m	b=	0.25	m
d=	0.25	m	d=	0.20	m
Mpr=	22648.97	kg m	Mpr=	15258.38	kg m
Vm=	8795.72	kg	Vm=	6527.65	kg
VT=	15584.62	kg	VT=	11145.85	kg

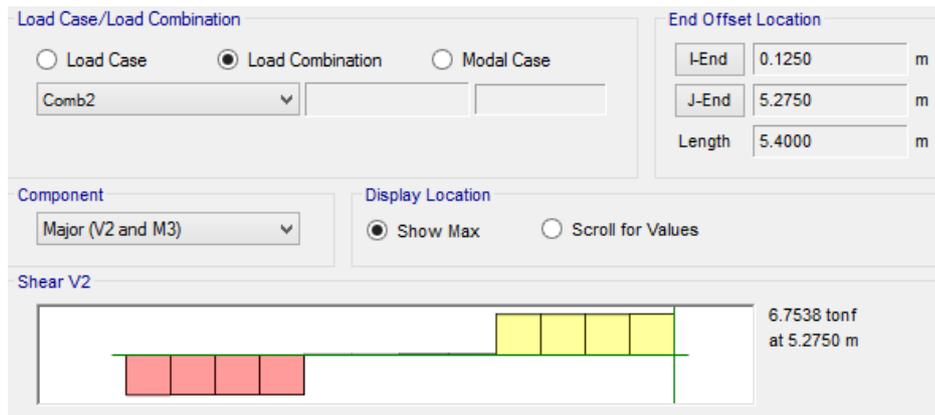


Figura 126: Corte en la viga izquierda (V 250x150x5x10).

Fuente: Etabs 2015

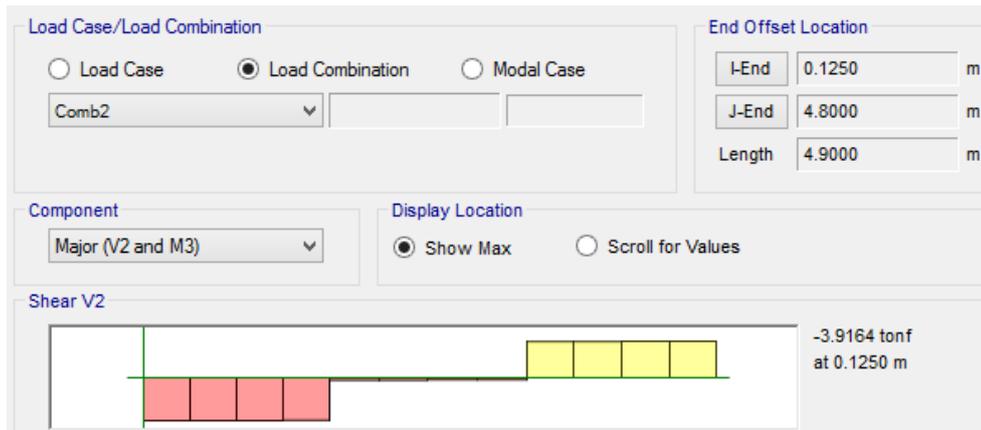


Figura 127: Corte en la viga derecha (V 250x120x4x8)

Fuente: Etabs 2015

3) Cálculo de corte de la viga izquierda como derecha

$\phi = 1$, según la AISC 358-10, capítulo 1

VIGA UBICADA A LA IZQUIERDA DEL NUDO										
LONGITUD: 5.40 m						SECCIÓN: V 250X150X5X10				
PISO: 1						EJE: A2-B2				
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{\frac{h}{tw} \leq 260}$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	Cv	$A_w = h * t_w$ cm ²	ϕV_n t	VT=Vu t	CUMPLE
23	0.5	46	5	70.85	88.24	1	11.50	17.46	11.58	NO NECESITA RIGIDIZADOR DE CORTE

VIGA UBICADA A LA DERECHA DEL NUDO										
LONGITUD: 4.70 m						SECCIÓN: V 250X120X4X8				
PISO: 1						EJE: B2-C2				
h cm	tw cm	$\frac{h}{tw}$	$\frac{k_v = 5}{\frac{h}{tw} \leq 260}$	$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	$1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$	Cv	$A_w = h * t_w$ cm ²	ϕV_n t	VT=Vu t	CUMPLE
23.4	0.4	58.5	5	70.85	88.24	1	9.36	14.21	11.15	NO NECESITA RIGIDIZADOR DE CORTE

4) Relación de momentos en el nudo

$$\frac{\sum M * pc}{\sum M * pb} > 1.00$$

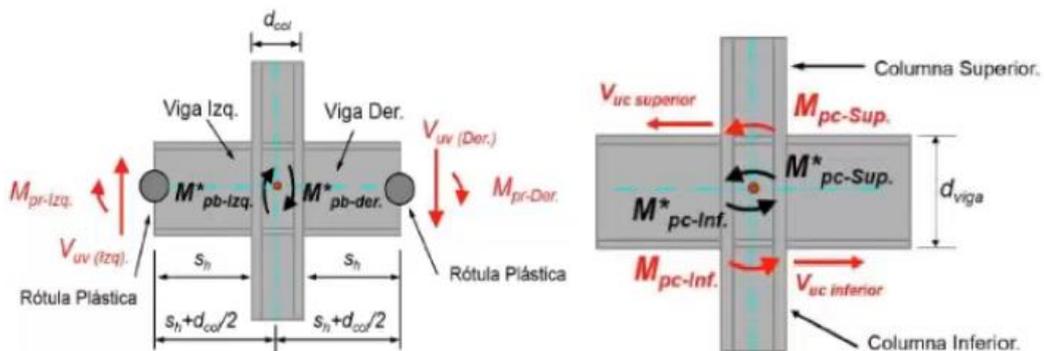


Figura 128: Diagrama de cuerpo libre de momentos en vigas y columnas

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_x \left(F_y - \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y * F_y * Z_x + M_{uv})$$

$$M_{uv} = VT \left(S_h + \frac{d_{col}}{2} \right)$$

ΣM_{pc}^* = La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo

ΣM_{pb}^* = La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo

Sh : Longitud entre la cara de las columnas y la rótula plástica $Sh=0$

d_{col} : Altura del perfil de la columna

Z_x : Módulo plástico de la columna

N_u : Carga axial última de la columna

A_g : Área bruta de la columna

F_y : Esfuerzo de fluencia de la columna

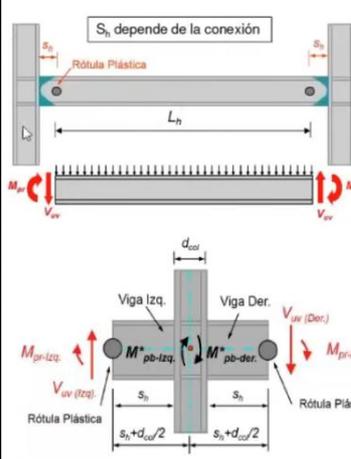
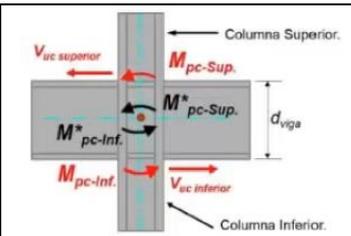
VT : Corte en la rótula plástica



Figura 129: Carga axial columna B2

Fuente: Etabs 2015

COLUMNA SEGUNDO PISO			COLUMNA PRIMERO PISO		
Zx=	1659	cm ³	Zx=	1659	cm ³
Nu=	17343.9	kg	Nu=	35058	kg
Ag=	167.04	cm ²	Ag=	167.04	cm ²
M _{pc} [*] =	40266.74	kg m	M _{pc} [*] =	38507.42	kg m
		$\Sigma M_{pc}^* =$	78774.15	kg m	
VIGA IZQUIERDA DEL NUDO.			VIGA DERECHA DEL NUDO		
VT=	15584.62	kg	VT=	11145.85	kg
Sh=	0	m	Sh=	0	m
b ó d=	0.25	m	b ó d=	0.25	m
dcol/2=	0.125	m	dcol/2=	0.125	m
Fy=	2531	kg/cm ²	Fy=	2531	kg/cm ²
Ry=	1.5		Ry=	1.5	
Zx=	426.13	cm ³	Zx=	287.08	cm ³
Muv=	1948.08	kg m	Muv=	1393.23	kg m
Ry=	1.5		Ry=	1.5	
M _{pb} [*] =	19743.70	kg m	M _{pb} [*] =	13381.96	kg m
		$\Sigma M_{pb}^* =$	33125.65	kg m	



$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{78774.15}{33125.65} = 2.38$$

CUMPLE

2.6.6.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE

$f'c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$f_y=$	2531	kg/cm ²
$d_{col}=$	25	cm
$b_{fcol}=$	25	cm
$P_u=$	35184	kg
$M_u=$	763.4	kg m

Acero de Refuerzo

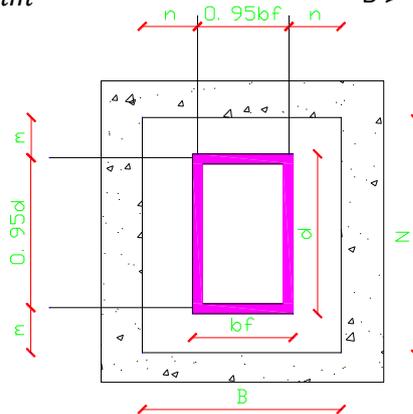
Acero Estructural

Columna B2

Paso 1)

$$N > d + 150mm$$

$$B > b_f + 150mm$$



$N=$	40	cm	$B=$	40	cm
$N_{sum}=$	45	cm	$B_{sum}=$	45	cm
$B \approx N$ columnas es cuadrada					

Paso 2)

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$m = 10.625 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,95b_f}{2}$$

$$n = 10.625 \text{ cm}$$

Paso 3)

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = 2.17 \text{ cm}$$

$$e_k = \frac{N}{6}$$

$$e_k = 7.50 \text{ cm}$$

$$e < e_k$$

CUMPLE

Paso 4)

$$f_{pmax} = \frac{P_u}{BN} + \frac{6M_u}{BN^2}$$

$$f_{pmax} = 22.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pmin} = \frac{P_u}{BN} - \frac{6M_u}{BN^2}$$

$$f_{pmin} = 12.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pperm} = \phi * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} ; \text{LRFD } \phi = 0.65$$

$$f_p \text{ perm} = 116.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{p \max} < f_p \text{ perm}$$

CUMPLE

Paso 5) Se determina los esfuerzos de contacto en las direcciones m y n

$$f_p(m) = f_{p \max} - \frac{12Mu}{BN^2} \left(\frac{m}{N}\right)$$

$$f_p(n) = \frac{Pu}{BN}$$

$$f_p(m) = 20.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p(n) = 17.37 \text{ kg/cm}^2$$

Paso 6) Determinar el momento de la placa MPL en dirección m y n

$$MPLm = f_{pm} \left(\frac{m^2}{2}\right) + (f_{p \max} - f_{pm}) \left(\frac{m^2}{3}\right) \quad MPLn = f_{pn} \left(\frac{n^2}{2}\right)$$

$$MPLm = 1219.79$$

$$MPLn = 980.73$$

$$MPL = 1219.79 \text{ Se toma el valor mayor}$$

Paso 7) Determinar el espesor requerido mínimo t

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{PL}}{\phi F_y}} ; \text{LRFD } \phi = 0.90$$

$$t = 1.46 \text{ cm}$$

$$t \text{ asum} = 2 \text{ cm}$$

DISEÑO A CORTE DE LOS PERNOS O VARILLAS

$$V_u = 609.9 \text{ kg}$$

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$\phi * 0.6 F_y A_w \geq V_u ; \phi = 1 \text{ LRFD}$$

$$A_w = \frac{V_u}{0.6 F_y}$$

$$A_w = 0.242 \text{ cm}^2$$

Seleccionar el diámetro

$$\phi_v = 1.6 \text{ cm}$$

$$A_v = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de anclajes} = 0.15$$

$$\# \text{ de anclajes col} = 6$$

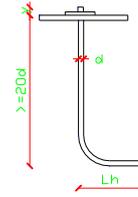
Se coloca 6 varillas ϕ 16 mm

$$A_T = 12.06 \text{ cm}^2$$

CUMPLE

Longitud de desarrollo

d=	1.6	cm
Ld=	32	cm
Lh=	20	cm



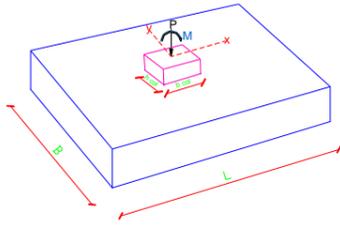
2.6.6.7 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

DISEÑO PLINTO CENTRAL Y PLINTO DE LINDERO

ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN X-X

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	26.35	T
Mxx=	0.01	T.m
Myy=	0.55	T.m
ÁREA DE CIMENTACIÓN		
FM=	1.25	
A=	0.97	cm2

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B=L	0.98	m
B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m
exx=	0.0005	m
eyy=	0.021	m

CUMPLE
CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	24.31	T/m2
qs2=	19.24	T/m2
qs3=	19.35	T/m2
qs4=	24.20	T/m2

CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	35.18	T
Muyy=	0.01	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

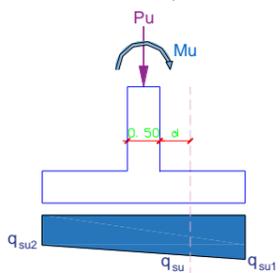
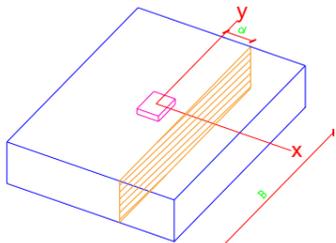
eu=	0.0003	m
-----	--------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	29.12	T/m2
qsu2=	29.03	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

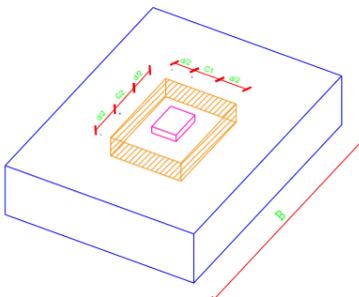
v_{cu}=	7.68	kg/cm2
---------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	según NEC
d=	0.10	m

CORTE BIDIRECCIONAL



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

v_{cb}=	15.36	kg/cm2
---------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	29.08	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

d CRÍTICO

0.10	m
------	---

Corte unidireccional

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.15	m
h considerada=	0.20	m

ITERACIÓN CON PP-XX

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.58	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	26.93	T
Mxx=	0.01	T.m
Myy=	0.55	T.m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m
exx=	0.0005	m
eyy=	0.02	m

CUMPLE
CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	24.79	T/m2
qs2=	19.72	T/m2
qs3=	19.83	T/m2
qs4=	24.68	T/m2

CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE
CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	35.88	T
Mu=	0.01	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

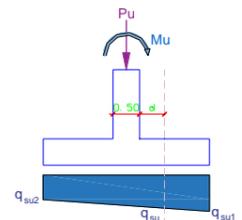
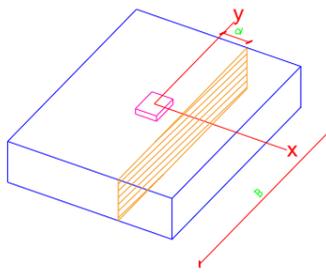
eu=	0.0003	m
-----	--------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	29.70	T/m2
qsu2=	29.61	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

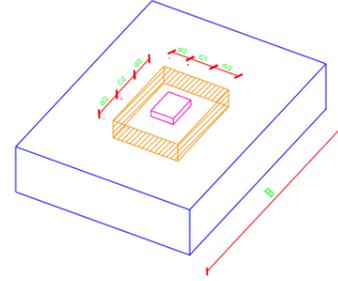
v_{cu}=	7.68	kg/cm2
---------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ=	0.75	
d=	0.10	m

CORTE BIDIRECCIONAL
1ra ALTERNATIVA



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

v_{cb}=	15.36	kg/cm2
---------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	29.65	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

CORTE BIDIRECCIONAL
2da ALTERNATIVA

$$v_{ub} = \frac{P_u}{A_c} + \frac{M_{uxx}}{J_x/c} + \frac{M_{uyy}}{J_y/c}$$

M_{uxx}=	0.00	T.m
M_{uyy}=	0.76	T.m
D=	0.11	m

d CRÍTICO

0.11	m
------	---

h = d crítico + recubrimiento

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.16	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN

q'u=	29.67	T/m2
Mu=	1.34	T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90	
Ru=	39.72	kg/cm2
d=	0.0611	m

CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

As min=	3.60	cm2/m
---------	------	-------

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

As=	2.40	cm2/m
-----	------	-------

COLOCAR As min

As a colocar=	3.60	cm2/m
---------------	------	-------

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar
12	3.18	4

1Ø12mm@30cm

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

φ	0.65	
A1	0.25	m2
A2	1.21	m2
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	2.20	ASUMIR UN VALOR MAX. DE 2

Resistencia al aplastamiento sobre la columna

$0.85\phi f'c$	116.025	kg/cm2
----------------	---------	--------

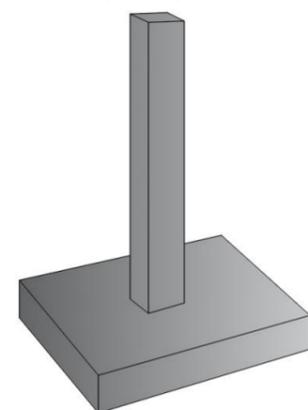
Resistencia admisible de aplastamiento en la zapata

$2 * 0.85\phi f'c$	232.05	kg/cm2
--------------------	--------	--------

NO FALLA POR APLASTAMIENTO

DISEÑO PLINTO CENTRAL

PLINTO TIPO → EJE B2



*(Guerra, 2013)

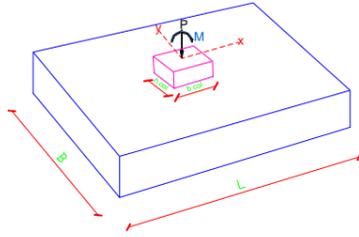
ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN Y-Y

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
qadm=	33	T/m2

SECCIÓN DE LA COLUMNA

b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	26.35	T
Mxx=	0.01	T.m
Myy=	0.55	T.m

ÁREA DE CIMENTACIÓN

FM=	1.25	
A=	0.97	cm2

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B=L	0.98	m
B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m	
exx=	0.0005	m	CUMPLE
eyy=	0.021	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	24.31	T/m2	CUMPLE
qs2=	19.24	T/m2	CUMPLE
qs3=	19.35	T/m2	CUMPLE
qs4=	24.20	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	35.18	T
Muyy=	0.76	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

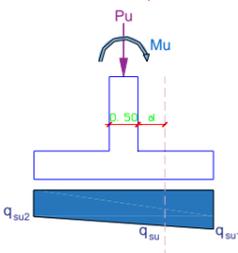
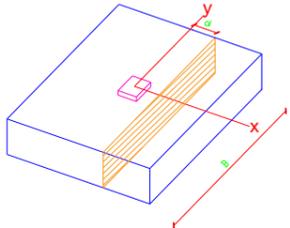
eu=	0.02	m
-----	------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	32.52	T/m2
qsu2=	25.64	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

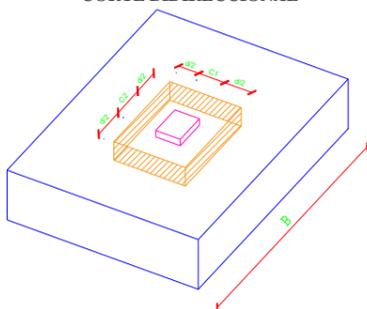
vcu=	7.68	kg/cm2
------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d	0.11	m

CORTE BIDIRECCIONAL



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

vcb=	15.36	kg/cm2
------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	29.08	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

d CRÍTICO

0.11	m	Corte unidireccional
------	---	----------------------

Recubrimiento= 5.00 cm

h= 0.16 m

h considerada= 0.20 m

ITERACIÓN CON PP-YY

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2

SECCIÓN DE LA COLUMNA

b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.10	m
L adoptada=	1.10	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.58	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	26.93	T
Mxx=	0.01	T.m
Myy=	0.55	T.m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.18	m	
exx=	0.0005	m	CUMPLE
eyy=	0.02	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	24.79	T/m2	CUMPLE
qs2=	19.72	T/m2	CUMPLE
qs3=	19.83	T/m2	CUMPLE
qs4=	24.68	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	35.88	T
Mu=	0.76	T.m

ESFUERZOS ÚLTIMOS

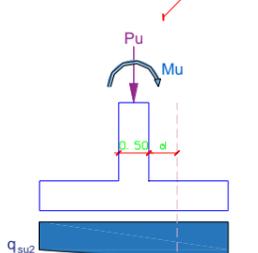
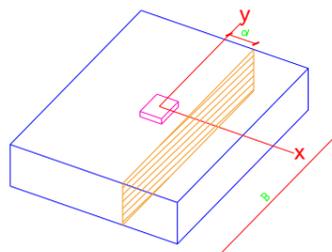
eu=	0.02	m
-----	------	---

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	33.10	T/m2
qsu2=	26.21	T/m2

CORTE UNIDIRECCIONAL



Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

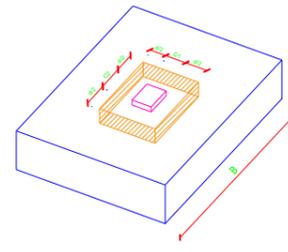
vcu=	7.68	kg/cm2
------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	
d	0.11	m

CORTE BIDIRECCIONAL
1ra ALTERNATIVA



Esfuerzo bidireccional del concreto

$$v_{cb} = 1.06\sqrt{f'c}$$

vcb=	15.36	kg/cm2
------	-------	--------

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi A_b}$$

Esfuerzo promedio en el centro de la zapata

qsu=	29.65	T/m2
φ=	0.75	
d=	0.09	m

CORTE BIDIRECCIONAL
2da ALTERNATIVA

$$v_{ub} = \frac{P_u}{A_c} + \frac{M_{uxx}}{J_x/c} + \frac{M_{uyy}}{J_y/c}$$

Muxx= 0.00 T.m

Muyy= 0.76 T.m

d= 0.11 m

d CRÍTICO

0.11	m	
------	---	--

$$h = d \text{ crítico} + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.16	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d= 0.15 m

CHEQUEO POR FLEXIÓN

q'u= 31.22 T/m2

Mu= 1.46 T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90		
Ru=	39.72	kg/cm2	
d=	0.0639	m	CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

As min= 3.60 cm2/m

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

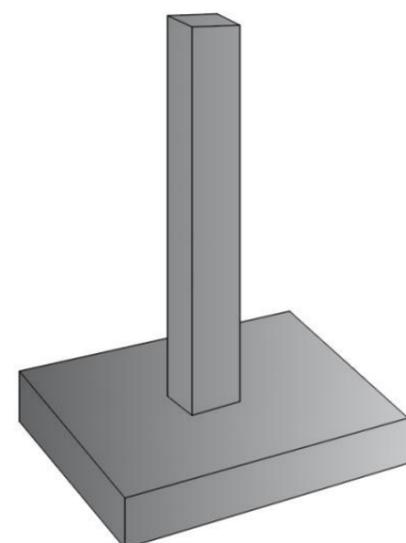
As= 2.63 cm2/m COLOCAR As min

As a colocar= 3.60 cm2/m

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar
12	3.18	4 1Ø12mm@30cm

DISEÑO PLINTO CENTRAL

PLINTO TIPO → EJE B2

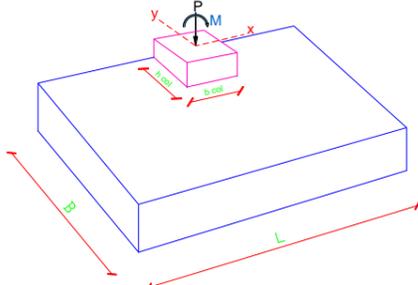


* (Guerra, 2013)

ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN X-X

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	14.04	T
Mxx=	0.06	T.m
Myy=	0.82	T.m

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

l2=	0.50	m
B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.58	T
Muyy=	0.08	T.m

CORTANTE COMO VIGA (X)

qsu= 18.58 T/m2

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

vcu= 7.68 kg/cm2

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = q_{su} * l_2 * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d=	0.15	m
l2=	0.35	m
vu=	6.50	T
vuu=	57.81	T/m2
Vuu=	5.78	kg/cm2

Vuu < vcu
CUMPLE

h = d + recubrimiento

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ITERACIÓN CON PP-XX

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.48	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	14.52	T
Mxx=	0.06	T.m
Myy=	0.82	T.m

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	19.16	T
Mu=	0.08	T.m

CORTANTE COMO VIGA (X)

qsu= 19.16 T/m2

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53\sqrt{f'c}$$

vcu= 7.68 kg/cm2

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = q_{su} * l_2 * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d=	0.15	m
l2=	0.35	m
vu=	6.70	T
vuu=	59.60	T/m2
Vuu=	5.96	kg/cm2

Vuu < vcu
CUMPLE

h = d + recubrimiento

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d	0.15	m
---	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN

La sección crítica para el diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

q'u= 19.16 T/m2

l2= 0.50 M

Mu= 2.39 T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90
Ru=	39.72 kg/cm2
d=	0.0818 m

CUMPLE

As=	4.37	cm2/m	COLOCAR As min
As a colocar=	4.37	cm2/m	

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar	
12	3.87	4	1Ø12mm@30cm

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

φ=	0.65	
A1=	0.25	m2
A2=	1.00	m2
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	2.00	CUMPLE

Resistencia al aplastamiento sobre la columna

$0.85\phi f'c$	116.025	kg/cm2
----------------	---------	--------

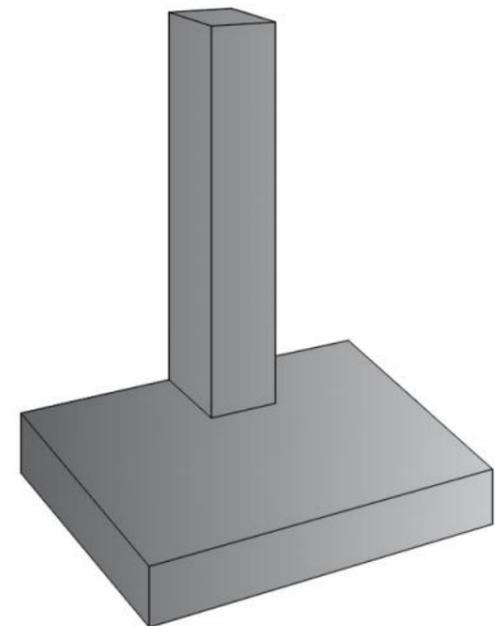
Resistencia admisible de aplastamiento en la zapata

$2 * 0.85\phi f'c$	232.05	kg/cm2
--------------------	--------	--------

NO FALLA POR APLASTAMIENTO

DISEÑO PLINTO LINDERO

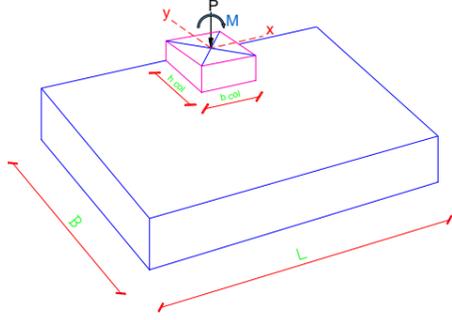
PLINTO TIPO → EJE A2



ANÁLISIS CON MOMENTO EN DIRECCIÓN Y-Y

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
Qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm



CARGAS DE SERVICIO

P=	14.04	T
Mxx=	0.06	T.m
Myy=	0.82	T.m
DIMENSIONES DE LA ZAPATA		
l1=	0.25	m
B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.17	m	
exx=	0.004	m	CUMPLE
eyy=	0.059	m	CUMPLE

REVISIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	19.37	T/m2	CUMPLE
qs2=	8.71	T/m2	CUMPLE
qs3=	9.47	T/m2	CUMPLE
qs4=	18.61	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	18.58	T
Muyy=	1.03	T.m

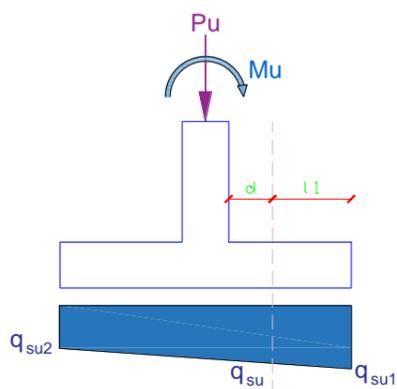
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	24.76	T/m2
qsu2=	12.40	T/m2

CORTANTE COMO VIGA (Y)



qsu=	23.53	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo del concreto

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo último

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	según NEC
d=	0.15	m
l1=	0.10	m
vu=	2.41	T
v <u>uu</u> =	21.46	T/m2
v <u>uu</u> =	2.15	kg/cm2

vuu < vcu
CUMPLE

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

ITERACIÓN CON PP-YY

ZAPATA AISLADA

f'c=	210	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
γ=	2.4	T/m3
qadm=	33	T/m2
SECCIÓN DE LA COLUMNA		
b=	50	cm
h=	50	cm

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

l1=	0.25	m
B adoptada=	1.00	m
L adoptada=	1.00	m

PESO PROPIO DE LA ZAPATA

PPzapata=	0.48	T
-----------	------	---

CARGAS DE SERVICIO

P=	14.52	T
Mxx=	0.06	T.m
Myy=	0.82	T.m

EXCENTRICIDAD

$$e < \frac{L}{6}; e = \frac{M}{P}$$

L/6=	0.17	m	
exx=	0.004	m	CUMPLE
eyy=	0.06	m	CUMPLE

REVICIÓN DE ESFUERZOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

qs1=	19.85	T/m2	CUMPLE
qs2=	9.19	T/m2	CUMPLE
qs3=	9.95	T/m2	CUMPLE
qs4=	19.09	T/m2	CUMPLE

CARGAS ÚLTIMAS

Pu=	19.16	T
Mu=	1.03	T.m

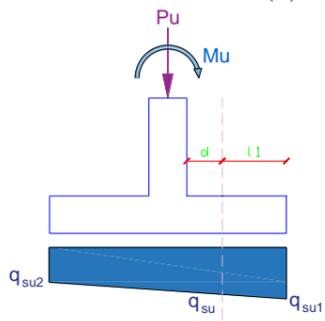
ESFUERZOS ÚLTIMOS

$$SI e < \frac{L}{6}; q_{su1,2} = \frac{P_u}{A} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right)$$

$$SI e = \frac{L}{6}; q_{su1} = \frac{2P_u}{A}; q_{su2} = 0$$

qsu1=	25.34	T/m2
qsu2=	12.97	T/m2

CORTE COMO VIGA (Y)



qsu=	24.10	T/m2
------	-------	------

Esfuerzo unidireccional del concreto

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

v <u>cu</u> =	7.68	kg/cm2
---------------	------	--------

Esfuerzo unidireccional último

$$v_u = \left[\left(\frac{qsu1+qsu2}{2} \right) * l1 \right] * B$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

φ	0.75	
d=	0.11	m
l1=	0.10	m
vu=	2.47	T
v <u>uu</u> =	21.97	T/m2
v <u>uu</u> =	2.20	Kg/cm2

vuu < vcu
CUMPLE

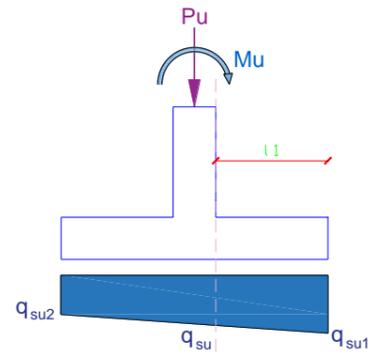
$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Recubrimiento=	5.00	cm
h=	0.20	m
h considerada=	0.20	m

ALTURA EFECTIVA REAL DE LA ZAPATA

d=	0.15	m
----	------	---

CHEQUEO POR FLEXIÓN



q'u=	22.25	T/m2
Mu=	0.76	T.m

Altura por flexión

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

φ=	0.90		
Ru=	39.72	kg/cm2	
d=	0.0461	m	CUMPLE

ACERO REQUERIDO

$$As_{min} = 0.0018 * b * d$$

As min=	3.60	cm2/m
---------	------	-------

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

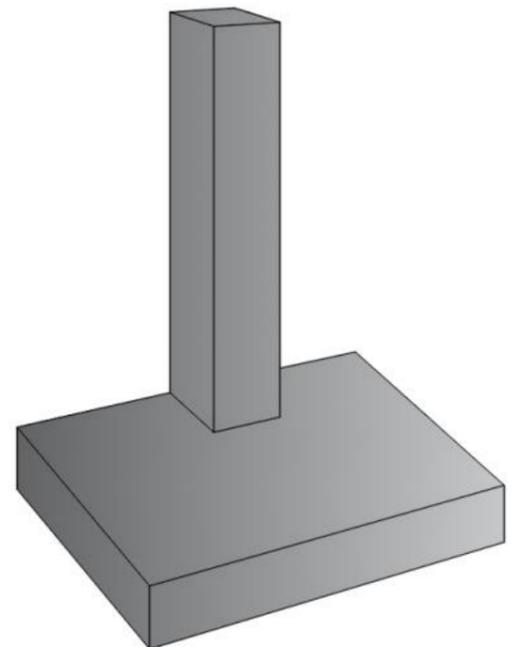
As=	1.35	cm2/m	COLOCAR As min
-----	------	-------	----------------

As a colocar=	3.60	cm2/m
---------------	------	-------

φ (mm)	# varillas	Varillas a colocar	
12	3.18	4	1Ø12mm@30cm

DISEÑO PLINTO LINDERO

PLINTO TIPO → EJE A2



2.6.6.8 DISEÑO DE LA CADENA DE AMARRE

Para el diseño de las cadenas, se toma la fuerza de tracción más crítica.

DATOS		
P (T)	f c (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)
4.23	210	4200

Se asume una sección de cadena de 20x20 cm

SECCIÓN DE LA CADENA		
b	20	cm
h	20	cm
d	14.40	cm
r	4.00	cm

- Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$
$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}}$$
$$\rho_{min} = 0.0033$$

- Área de acero

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$
$$A_s = 0.0033 * 20 \text{ cm} * 14.40 \text{ cm}$$
$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

- Área de acero para armado

$$\emptyset 12mm \rightarrow 1.13 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 4 * (1.13 \text{ cm}^2)$$
$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$
$$4.52 \text{ cm}^2 > 0.96 \text{ cm}^2$$

Fuerza de tracción Etabs	4.23	T
$\sigma = \frac{P}{A_{\text{acero colocado}}}$		
P	19.00	T

EL DISEÑO CUMPLE

Se utiliza cadenas de amarre de 20x20 cm

ESTRIBOS
1Ø10mm@15cm

CAPITULO III

3. RESULTADOS

En este apartado se muestra los resultados del análisis estructural del proyecto “DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO)”.

3.1 PROCESOS DE CADA SISTEMA

Cada sistema analizado en la presente investigación se encuentra formado por subsistemas los mismos que cumplen funciones específicas y que a su vez deben consumir objetivos básicos para que funcione todo el sistema en conjunto.

Tanto el Sistema de Acero Tradicional como para el Sistema de Acero Compuesto tienen similares procesos constructivos, tomando como diferencia la incorporación de concreto simple en las columnas tubulares y la colocación de conectores de corte en las vigas para que trabajen monolíticamente con la losa, esto se puede apreciar en su análisis de precios unitarios.

3.2 COMPOSICIÓN DE SISTEMAS



Figura 130: Composición de sistemas

3.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales llamados también miembros estructurales son piezas que forman parte de una estructura y que poseen una función resistente dentro del conjunto. Permiten transferir cargas de un elemento a otro hasta llegar a la cimentación la cual se encarga de transferir la carga al suelo, en la presente disertación se analizará cada uno de estos elementos.



Figura 131: Componentes estructurales

3.4 ANÁLISIS DE CANTIDAD DE ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS

Basado en el diseño de los elementos, que se realizó en el Capítulo II de la presente investigación, a partir del pre dimensionamiento y la modelación en el software de diseño estructural Etabs, se pudo determinar las dimensiones óptimas de los elementos que forman parte de cada uno de los sistemas, lo que nos permitirá cuantificar la cantidad de material en vigas secundarias, vigas principales y columnas, para hacer una comparación de peso entre ambas opciones.

3.5 CANTIDAD DE ACERO ESTRUCTURAL
DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ACERO TRADICIONAL
(OPCIÓN 1- COLUMNAS Y VIGAS DE ACERO)

Tabla 58: Cantidad de acero de columnas – Opción 1

b	h	e	Ag	Long.	N°	Long. Total	Peso Esp.	Peso	Peso
cm	cm	cm	cm2	m		m	kg/m3	kg/m	kg
20	20	1.2	90.24	2.5	8	20	0.785	70.84	1416.77
20	20	1.2	90.24	2.5	4	10	0.785	70.84	708.38
20	20	1.5	111.00	2.5	4	10	0.785	87.14	871.35
25	25	2	184.00	2.5	12	30	0.785	144.44	4333.20

7329.70 kg

PESO TOTAL COLUMNAS= 7.33 T

Tabla 59: Cantidad de vigas secundarias y principales – Opción 1

TIPO	Ag	Peso Esp.	Peso	Long. Total	Peso total
	cm2	kg/m3	kg/m	m	kg
I 250X150X5X10	41.50	0.785	390.93	73.74	2402.26
I 250X120X4X8	28.56	0.785	89.68	37.52	841.18
I 200X120X5X10	33.00	0.785	466.29	113.42	2938.15
I 200X100X4X8	23.36	0.785	128.36	37.80	693.16
TOTAL			1075.26	262.48	6874.75

SECCIÓN	B	H	t	h	Ag	Peso Esp.	PESO	# CORREAS	Total de acero	
	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/m3	kg/m			
G 100X50X15X2	50	100	2	15	4.34	0.785	3.41	59.00	312.34 kg	0.31 T

7187.09 kg

PESO TOTAL VIGAS= 7.19. T

**DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON
ELEMENTOS COMPUESTOS (OPCIÓN 2 – COLUMNAS RELLENAS DE
CONCRETO Y VIGAS DE ACERO INCLUYEN CONECTORES)**

Tabla 60: Cantidad de acero en columnas – Opción 2

b	h	e	Ag	Long.	N°	Long. Total	Peso Esp.	Peso	Peso
cm	cm	cm	cm2	m		m	kg/m3	kg/m	kg
20	20	0.6	46.56	2.5	2	5	0.785	36.55	182.75
20	20	0.6	46.56	2.5	4	10	0.785	36.55	365.50
20	20	1	76.00	2.5	6	15	0.785	59.66	894.90
25	25	1.2	114.24	2.5	12	30	0.785	89.68	2690.35
25	25	1.8	167.04	2.5	4	10	0.785	131.13	1311.26

5444.76 kg

PESO TOTAL COLUMNAS= 5.44 T

Tabla 61: Cantidad de acero en vigas – Opción 2

TIPO	Ag	Peso Esp.	PESO	Long. Total	Peso total
	cm2	kg/m3	kg/m	m	kg
I 250X150X5X10	41.50	0.785	305.46	53.14	1522.73
I 250X120X4X8	28.56	0.785	109.99	57.96	1507.88
I 200X120X5X10	33.00	0.785	51.81	9.46	245.06
I 200X100X4X8	23.36	0.785	520.99	141.70	2724.43
TOTAL			988.25	262.26	6000.10

SECCIÓN	B	H	t	h	Ag	Peso Esp.	PESO	# CORREAS	Total de acero	
	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/m3	kg/m			
G 100X50X15X2	50	100	2	15	4.34	0.785	3.41	59.00	312.34 kg	0.31 T

6312.44 kg

PESO TOTAL VIGAS= 6.31 T

3.6 ANÁLISIS ECONÓMICO

En el Anexo 1 se presenta el análisis de precios unitarios conocido como APU, de vigas, columnas, losas, gradas y cimentación de las dos opciones diseñadas en el capítulo II, para de esta manera poder realizar la comparación económica.

CAPITULO IV

4. DISCUSIÓN

- Se obtiene las dimensiones óptimas de las secciones en los dos opciones, que cumplen los parámetros de derivas presentado en la NEC 2015, que determina un valor máximo de deriva inelástica de 2%, evitando que la estructura no presente deformaciones que puedan ocasionar pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Así también cumplen con los tres primeros modos de vibración de la estructura, donde los dos primeros son traslacionales y el tercero torsional, todos estos factores de seguridad se cumplen para tener un diseño adecuado, bajo especificaciones sísmicas, aportando a la estructura a que sea capaz de desempeñar su función de manera segura antes acciones sísmicas.
- La excentricidad en planta de la estructura tanto para el análisis de la Opción 1 como para la Opción 2, son diferentes al no tener las mismas secciones tanto de vigas y columnas; se ha llegado a obtener secciones óptimas que garantizan que la edificación no sufra efectos de torsión en planta en caso de presentarse un sismo de diseño. La idea es tener una excentricidad de 0, pero al tener una estructura en la cual las plantas no son simétricas, pues en la mismas las escaleras se encuentran dentro del sistema estructural, dificultando que el centro de masas coincida con el centro de rigideces, pero a pesar de ello se ha logrado determinar secciones que hacen que la edificación se encuentre entre los rangos permitidos de excentricidades que es menor al 5% de la distancia en el sentido de análisis, según lo establecido en la NEC-2015.

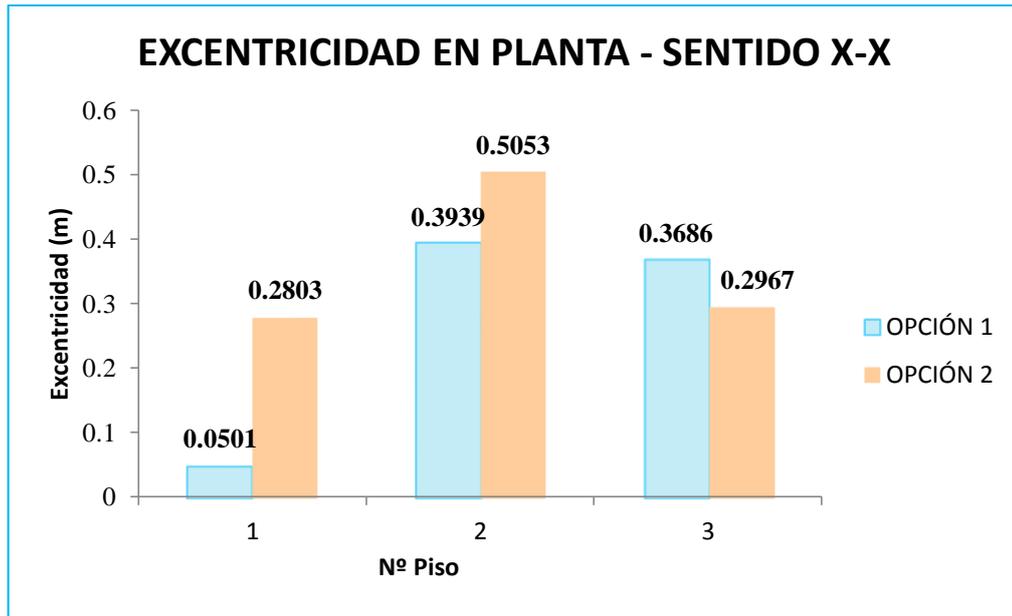


Figura 132: Excentricidad en planta en sentido X-X

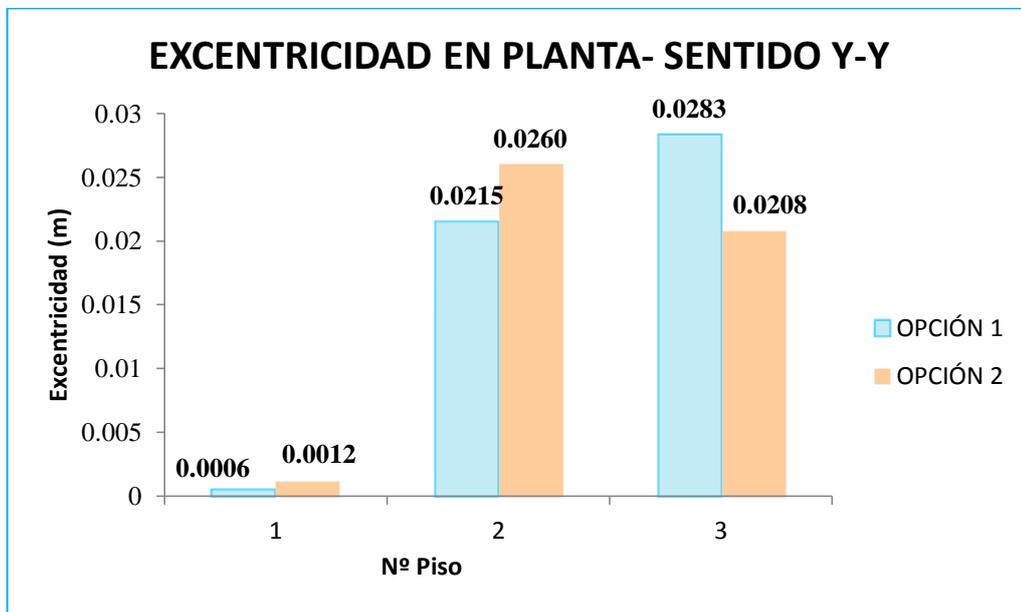


Figura 133: Excentricidad en planta en sentido Y-Y

- La norma NEC 2015 da un valor máximo admisible para deriva de piso inelástica Δ_M de 0.02 (2%). La estructura de acero (Opción 1) es más flexible que la estructura compuesta (Opción 2), este acontecimiento se puede aducir al concreto presente en las columnas compuestas, que generan mayor rigidez, permitiendo la disminución de los desplazamientos en la segunda opción.

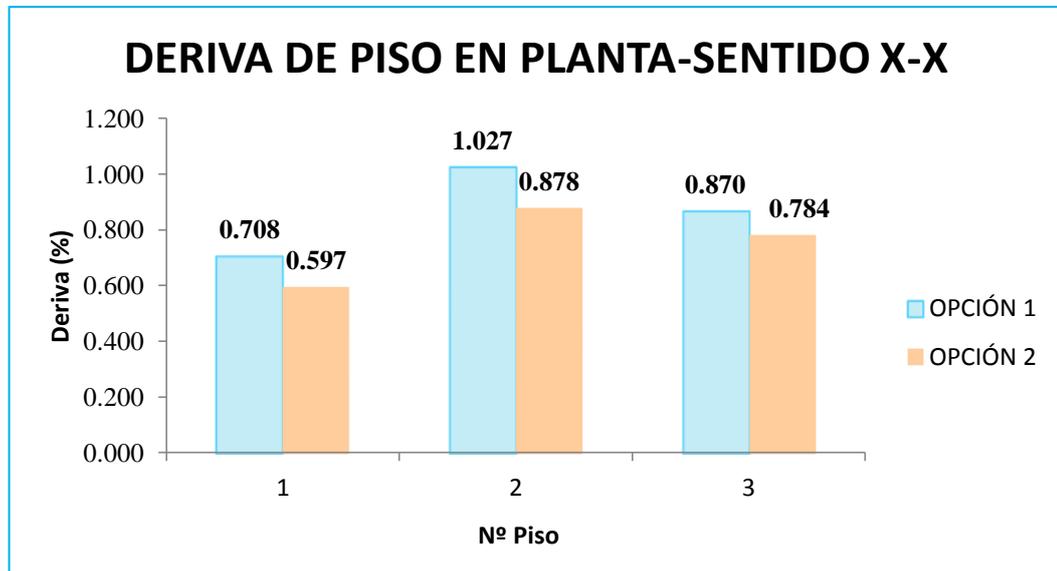


Figura 134: Deriva de piso en sentido X-X

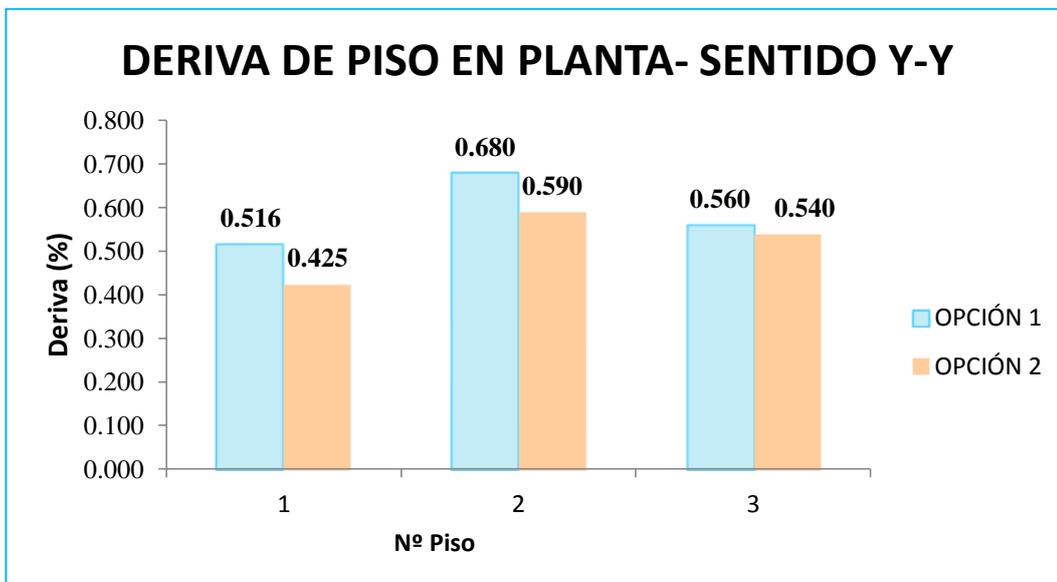


Figura: Deriva de piso en sentido Y-Y

- La estructura que presenta mayor desplazamiento es el modelo analizado solo con estructura de acero (Opción 1) ya que es más flexible y posee menor rigidez produciendo mayores desplazamientos a la estructura, a diferencia de la estructura que tiene elementos compuesto como es acero y concreto trabajando monolíticamente (Opción 2); en ambas opciones las estructuras tienen mayor desplazamiento en sentido X ya que cuentan con 3 pórticos resistentes comparado con un menor desplazamiento en Y al tener 4 pórticos resistentes.

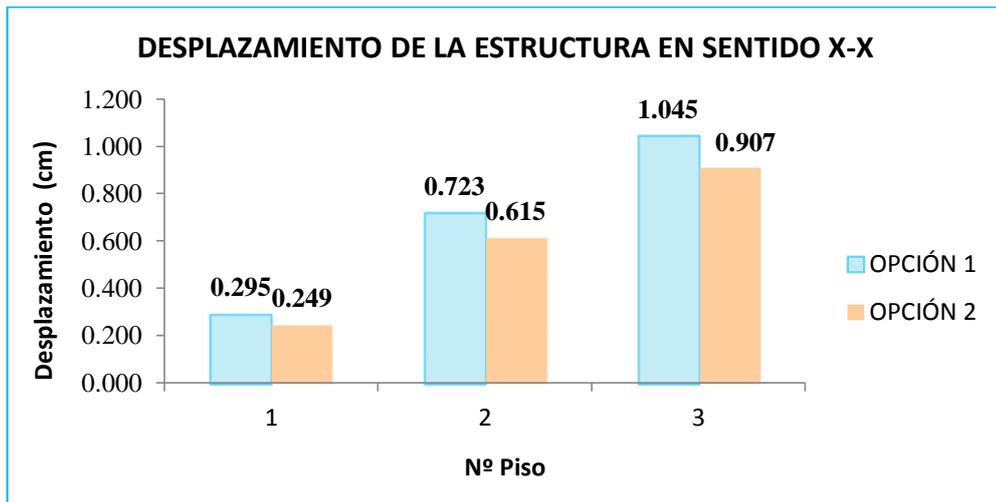


Figura 135: Desplazamiento de la estructura en sentido X-X

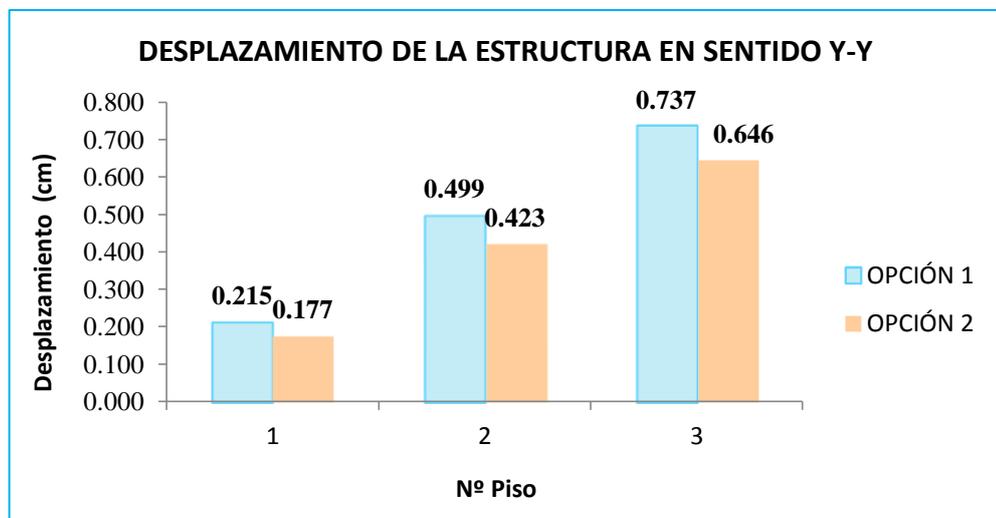


Figura 136: Desplazamiento de la estructura en sentido Y-Y

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Esta investigación se orienta a dar los lineamientos y criterios de diseño adecuados según las normativas AISC para el diseño de sistemas de pórticos especiales a momento (SMF) en acero estructural, para los nuevos edificios de acero de dos pisos que se realicen en la ciudad de Riobamba, así como también la aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- El prediseño de la estructura permitió realizar un análisis detallado de varios parámetros como las cargas gravitacionales y laterales actuantes, secciones y análisis estático de la acción sísmica. Con esta información se obtiene un criterio de partida para la modelación en el software de diseño estructural Etabs, la misma es una herramienta informática que agiliza el cálculo y el diseño estructural.
- La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 regula los requerimientos necesarios para cada tipo de material de los dos sistemas estructurales estudiados, haciendo referencia a la norma AISC 360-10, 341-10 y 358-10, excepto en el análisis de la acción sísmica que exige se debe cumplir con lo estipulado en la NEC-2015 en el Capítulo Peligro Sísmico y Requerimientos de Diseño Sismo Resistente, lo descrito se aplica en el diseño de la estructura de acero tradicional (Opción 1) y estructura con elementos compuestos (Opción 2).
- Si el valor de la longitud no arriostrada para vigas de acero $L = 0.086 r_y * E/F_y$, que conforman los pórticos especiales a momento según la AISC 341-10 no cumple, se producirá pandeo lateral torsional, debido a que la capacidad a flexión depende de la longitud no arriostrada, por lo que para evitar este efecto indeseable se tiene dos opciones, se puede aumentar el área del perfil de la viga o incrementar el número de arriostamientos

laterales, para este estudio se ha optado colocar arriostramientos laterales utilizando correas.

- El modelo de la estructura analizada con columnas y vigas de acero (Opción 1) es más flexible al tener un desplazamiento en el tercer piso (tapagradas) de 1.045 cm en sentido X y un desplazamiento de 0.737 cm en sentido Y, comparado con el modelo realizado con elementos compuestos, columnas rellenas de concreto y vigas que trabajan en conjunto con la losa por medio de conectores de corte, donde se presenta un desplazamiento de 0.907 cm y 0.646 cm respectivamente, debido a la variación de rigidez, por lo indicado la opción es la más recomendable.
- Se determina que la relación recomendada por la NEC 2015 como por la AISC 341-10, donde la sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas deben ser mayores a los de las vigas, dan un valor de 2.30 en la Opción 1 y un valor de 2.38 en la Opción 2, entonces ambas estructuras cumple con del criterio de columna fuerte-viga débil en cada junta.
- Las derivas de piso inelástica en el modelo analizado con columnas y vigas de acero (Opción 1) para el sentido X del primer al tercer piso (tapa gradas) es 0.708%, 1.027%, 0.870% y para el sentido Y 0.516%, 0.680%, y 0.560%, respectivamente, cumpliendo con el parámetro de la NEC 2015 que establece un valor máximo de 2%.
- Las derivas de piso inelástica en el modelo analizado con columnas rellenas de concreto y vigas que trabajan monolíticamente con la losa por medio de conectores de corte (Opción 2), para el sentido X del primer al tercer piso (tapa gradas) es 0.597%, 0.878%, 0.784% y para el sentido Y 0.425%, 0.590%, y 0.540%, respectivamente, cumpliendo con el parámetro de la NEC 2015 que establece un valor máximo de 2%.
- Se realizó el resumen de la cantidad de acero en vigas y columnas de las dos estructuras y se determinó que en la Opción 2, donde el acero y concreto trabajan monolíticamente existe un ahorro en peso de perfiles de acero de 12.24% en vigas y 25.78% en columnas, en comparación con la Opción 1 en donde los perfiles de acero trabajan independiente del concreto.

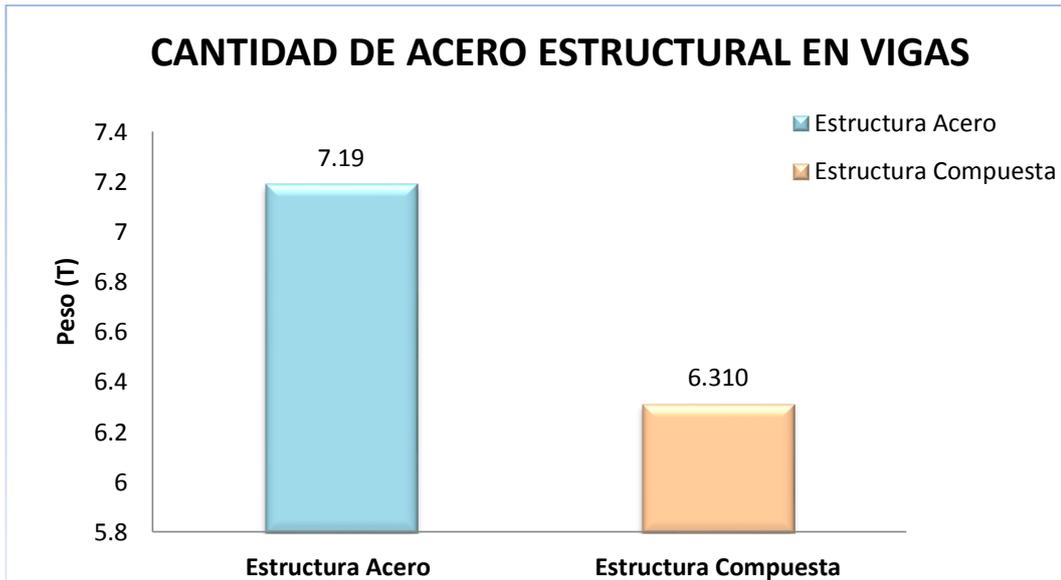


Figura 137: Cantidad de acero estructural en las vigas

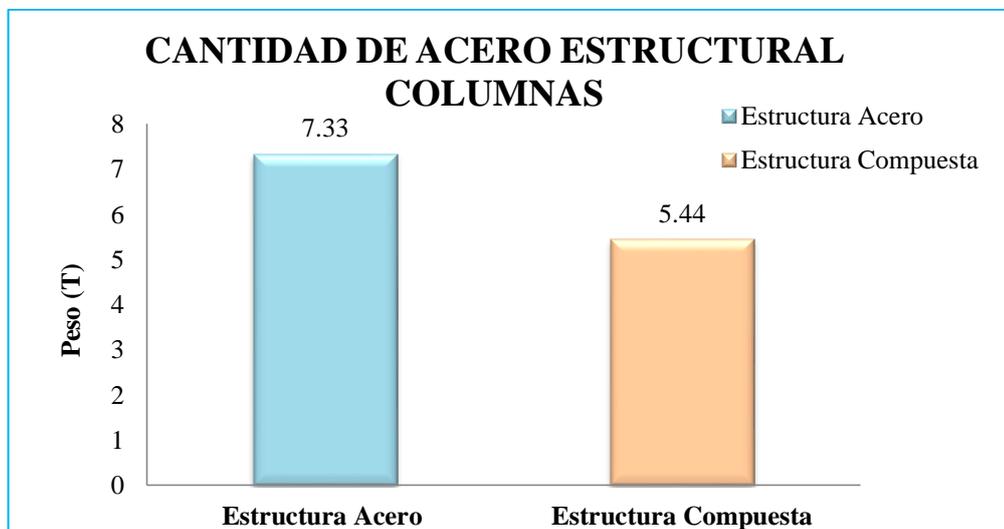


Figura 138: Cantidad de acero estructural en las columnas

- A partir de los resultados se puede ver los beneficios de la construcción compuesta, ya que se aprovecha las propiedades que cada material desempeña de mejor manera ante solicitaciones, así el acero para resistir esfuerzos de tracción y el concreto para resistir fuerzas de compresión, trabajando en conjunto estos dos materiales presenta mejor comportamiento que utilizados por separado.

- La estructura de acero tradicional (Opción 1) y la estructura compuesta (Opción 2), presentaron comportamiento similares, con la diferencia que las columnas compuestas están rellenas de concreto que aumentando la rigidez reduciendo los desplazamientos, esto se puede notar en las columnas de menor espesor, el concreto restringe el pandeo y ayuda a soportar solicitaciones especialmente de compresión. Con menor cantidad de acero la (Opción 2) es menor al de acero estructural (Opción 1).
- Realizada la comparación económica, se tiene que la estructura de acero (Opción 1) es aproximadamente 11.44% más costoso que la estructura compuesta (Opción 2).



Figura 139: Comparación económica de las dos estructuras.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para el análisis sismo resistente, se debe cumplir con las condiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, en su capítulo Peligro Sísmico.
- Seguir todos los lineamientos para pórticos especiales resistentes a momento establecidos en el reglamento AISC 341-10, y tomados por la normativa nacional NEC-2015 como parámetros sismo resistentes, nos ayudan a tener estructuras en aceros más seguras y confiables, pues este reglamento está basado en información de experiencias de sismos pasados, que nos ayudan a tener un sistema que se comporte de manera adecuada ante un sismo de diseño.
- Es de vital importancia realizar un pre dimensionamiento de elementos que conforman el sistema estructural previo al análisis y diseño de la estructura, ya que se obtendrá datos que sean un punto de partida para realizar la modelación en el software de diseño estructural Etabs.
- El presente trabajo se limitó al diseño de los elementos estructurales, quedando fuera del alcance de este estudio el diseño de las uniones de los mismos, por lo que recomiendo que en un futuro estudio se realice una investigación sobre uniones soldadas.

CAPITULO VI

6. PROPUESTA

6.1 TITULO DE LA PROPUESTA

Guía para el análisis y diseño estructural de una edificación de dos pisos con Estructura Metálica, utilizando Vigas y Columnas Compuestas (Acero - Concreto).

6.2 INTRODUCCIÓN

Las edificaciones deben ser diseñadas y construidas para tener un comportamiento adecuado ante un evento sísmico, que se puede presentar a lo largo de su vida útil. El estudio propone que el diseñador que desee incursionar en el diseño compuesto tenga una guía, puesto que en este trabajo se presenta una descripción de forma práctica del tema en mención; dando a conocer toda la información pertinente mencionada por la normativa nacional y en el reglamento AISC y sus extensiones. En base a las condiciones sísmicas del país, se presenta la Guía para el análisis y diseño estructural de una edificación de dos pisos con Estructura Metálica, utilizando Vigas y Columnas Compuestas (Acero - Concreto), que mediante un diseño óptimo de la estructura basado en normas y especificaciones de diseño, se garantice que la estructura tenga un comportamiento adecuado ante un evento sísmico, es por ello la importancia y la necesidad de diseñar con criterio, para así brindar seguridad a las personas que hagan uso de la misma.

Se toma en cuenta requerimientos para realizar el espectro de diseño en función de la zona sísmica donde se vaya a implantar la estructura.

Se plantea requisitos para realizar el pre dimensionamiento para vigas, columnas, losa, datos que servirán como punto de partida para que el diseñador cuente con determinadas secciones que pueda ingresar y evaluar en el software de diseño estructural Etabs. Se realiza el diseño de los elementos que conforman el sistema.

El conocimiento y criterio profesional no reemplazaran los parámetros que se describirá a continuación, debido a factores externos dependientes de cada proyecto.

6.3 OBJETIVOS

6.3.1 OBJETIVO GENERAL

- Elaborar una guía para el análisis y diseño estructural de una edificación sísmo resistente con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas.

6.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Proveer al usuario una guía, donde encuentre parámetros de diseño basados en normativas sísmo resistentes.
- Sintetizar los requerimientos para llevar a cabo un diseño óptimo sísmo resistente de una estructura compuesta.

6.4 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio (Cuevas, 2005, p. 13).

Las estructuras de acero han evolucionado y como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sísmoresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas.

6.4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL



Figura 140: Procedimiento análisis estructural

6.4.2 MÉTODO POR ÚLTIMA RESISTENCIA

El Método por última resistencia se basa en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento y analiza el modo de colapso del mismo. A partir de pruebas realizadas en laboratorio se puede comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. El presente método analiza el comportamiento inelástico del concreto, acero y así estima la capacidad de carga de mejor manera.

- **FACTORES DE CARGA.**

En el método LRFD (Última resistencia) se multiplica las cargas que serán aplicadas a la estructura por factores de carga. Los mismos ayudan a incrementar incertidumbres en la estimación de cargas vivas y muertas, ya que muchas veces la edificación cumple otra función o uso diferente al considerado en el diseño. Las cargas muertas pueden ser consideradas de una manera más real o diferencia de la carga viva, por ejemplo, muchas veces la edificación es diseñada para vivienda y en un futuro se la usa como bodega o simplemente se le da otro uso.

Las combinaciones según (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 19) son:

Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx[<i>Lr</i> ; <i>S</i> ; <i>R</i>]
Combinación 3	1.2 D + 1.6 máx[<i>Lr</i> ; <i>S</i> ; <i>R</i>] + máx[<i>L</i> 0.5 <i>W</i>]
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx[<i>Lr</i> ; <i>S</i> ; <i>R</i>]
Combinación 5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6	0.9 D + 1.0 W
Combinación 7	0.9 D + 1.0 E

- **FACTORES DE RESISTENCIA**

Los factores de carga ϕ , el que cubre las incertidumbres de la calidad de los materiales y del proceso constructivo.

La resistencia nominal, será afectada por el factor ϕ , en la tabla 144 se presenta los estados límites de resistencia para miembros de acero estructural sometidos a distintas sollicitaciones, indicando en cada caso el valor del factor de resistencia ϕ , según la especificación (AISC 360, 2010).

Tabla 62: Estados límites de resistencia y valores del factor de resistencia.

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90
	Rotura en el área neta	0.75
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0.90
	Pandeo local	0.90
Miembros flexionados	Plastificación	0.90
	Pandeo lateral-torsional	0.90
	Pandeo local de ala	0.90
	Pandeo local de alma	0.90
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90
	Pandeo de alma	0.90

Fuente: (Crisafulli, 2014, pág. 3)

6.5 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA

El proyecto será implantado en la ciudad de Riobamba, ubicado según la normativa nacional en la zona V, considerado de alto peligro sísmico, antecedente de esto es el movimiento telúrico ocurrido en las cercanías de la antigua Riobamba, considerado el sismo histórico más catastrófico de la época colonial, ocurrido en 1797. Provocando inclusive la reubicación de la ciudad a donde se encuentra en la actualidad, es recomendable diseñar estructuras que sean capaces de soportar fuerzas laterales debido a sismos, para así evitar en lo posible la pérdida de vidas humanas.

Por todo esto resulta de gran interés llevar a cabo una guía que permita estructurar las nuevas edificaciones del área inmobiliaria que utilizan como método constructivo los elementos compuestos, y de esta manera asegurar un diseño sísmo resistente que permita tener estructuras con un comportamiento adecuado ante un sismo, en un país que por su ubicación es considerado de alto peligro sísmico.

**GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA,
UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS
(ACERO - CONCRETO).**

1) CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Es imprescindible definir las cargas que actúan en la estructura, por ello se tomara en cuenta los siguientes conceptos fundamentales:

- **CARGA MUERTA**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “las cargas muertas están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (p. 5).

- **CARGA VIVA**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) nos dice que “las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (p. 5).

2) CARGA SÍSMICA

- **CORTANTE BASAL DE DISEÑO**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) nos dice que “el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión” (p. 61).

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

V: Cortante basal total de diseño

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración (depende del periodo de vibración fundamental del edificio)

ϕ_P : Coeficientes de configuración en planta

\emptyset_E : Coeficientes de configuración en elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica, depende del material y del tipo de estructura a ser utilizada

W: Carga sísmica reactiva

Ta: Período de vibración

- **FACTOR DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “el factor **I** incrementa 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” (p. 39).

Tabla 63: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I		
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
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.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 39)

- **ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA (Z)**

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) establece que “el sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z” (p. 27).

Tabla 64: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 27)

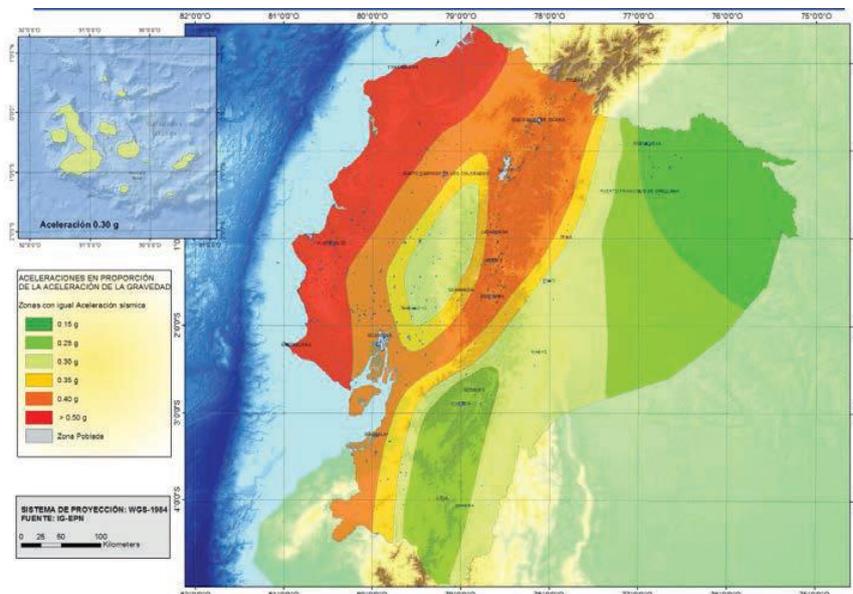


Figura 141: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 27)

- **TIPOS DE PERFILES DE SUELO**

(Cargas (No sísmicas), NEC, 2015) menciona que “se define seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E” (p. 29).

Tabla 65: Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcilla orgánica y muy orgánica (H > 3m para turba o arcilla orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 - Arcilla de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcilla de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 - Suelos con contraste de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril	

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 29)

- **COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO**
Fa, Fd Y Fs

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) presenta “los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleración para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (p. 31).

Tabla 66: Tipo de suelo y factores de sitio **Fa**

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.18	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, pág. 31)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) menciona que “los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos en sitio” (p. 31).

Tabla 67: Tipo de suelo y factores de sitio **Fd**

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0,50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.18	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 31)

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) menciona que los valores “de F_s , que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamiento” (p. 32).

Tabla 68: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

F_s: Comportamiento no lineal de los suelos						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
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	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 32)

- **PERIODO DE VIBRACIÓN (T)**

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) determina que “el período de vibración aproximado de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de los dos métodos descritos a continuación” (p. 61)

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

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Periodo de vibración

Para:

Tabla 69: Coeficiente Ct que depende el tipo de edificio

Ct: Coeficiente que depende el tipo de edificio		
Tipo de estructura	Ct	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: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 62)

- **ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIÓN**

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) dice que “el espectro de respuesta elástico de aceleración S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (p. 32).

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

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

Dónde:

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

Tabla 70: Factor r, usado en el espectro de diseño elástico

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto		
r	1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
r	1.5	Para tipo de suelo E

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34)

Así mismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de la aceleración de

amplificación espectral, $\eta (S_a/Z)$, en roca que varían dependiendo de la región del Ecuador, tomando los siguientes valores (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34)

Tabla 71: Valores de η

Valores de η		
η	1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
η	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η	2.60	Provincias del Oriente

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34)

“Los límites para el Periodo de Vibración T_C y T_L (éste último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos), se obtiene de las siguientes expresiones” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 34).

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 * F_d$$

Los valores de T_L , a un valor máximo de 4 segundos, para los perfiles de suelo tipo D y E.

- **FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL (R)**

El valor de “R” debe escogerse de acuerdo a las características de la estructura (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 64).

Tabla 72: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica	
SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 64)

Tabla 73: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE DUCTILIDAD LIMITADA	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 65)

• **FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

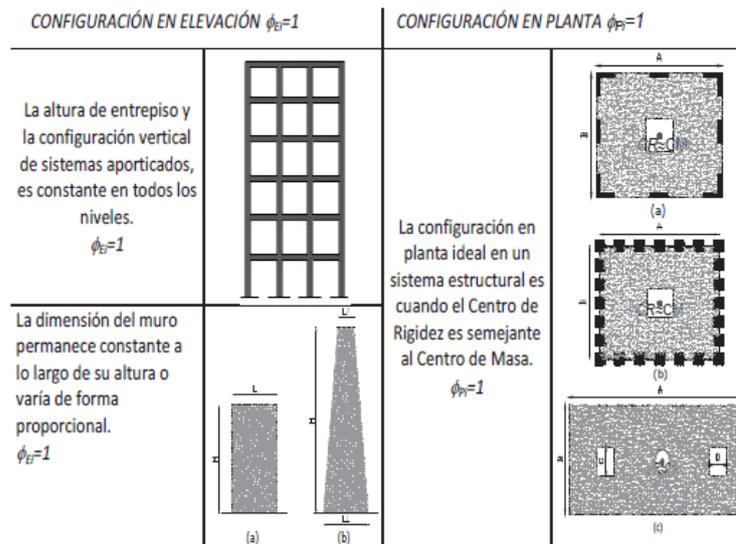


Figura 142: Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 48)

3) CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

El diseñador debe comprobar que su estructura presente deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Respuesta máxima inelástica

Δ_E : Derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las acciones laterales de diseño

R: factor de reducción de ordenadas espectrales

Tabla 74: Valores de Δ_m max, expresados como fracción de la altura de piso

Tipo de estructura	Δ_m máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Fuente: (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 40)

4) PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se realiza el pre diseño de losas, vigas y columnas de la edificación de acero estructural tradicional.

- Se basa en el método de diseño LRFD, factores de carga y resistencia, en los elementos de acero estructural.
- Se plantea el uso de placas colaborantes como sistema de piso, ubicada sobre vigas secundarias y estos por vigas principales que transmiten esfuerzos a las columnas, todos estos elementos formados por perfiles armados soldados.

5) PRE DISEÑO DE LA LOSA TIPO DECK

Las losas estarán formadas por placas colaborantes, básicamente el predimensionamiento de estos elementos se realiza en función de la separación entre las vigas donde se apoyará la placa. Para analizar la placa colaborante se toman como referencia una placa disponible en el mercado nacional. Es de vital

importancia cuantificar todas las cargas que van a actuar sobre la losa y que se transmitirán a los demás elementos que conforman la estructura.

6) PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Se toma un modelo simplemente apoyado en vigas secundarias, se define las cargas vivas y muertas que actúan sobre el ancho cooperante de la viga.

Con fines de prediseño se desprecia el peso propio de la viga y se analiza con la combinación de carga 2 (LRFD) establecida en la NEC-2015 y descrita en la tabla 5 de la presente investigación; obteniendo la carga en metros cuadrados.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

Se multiplica la carga por el ancho cooperante de 1.80 m, y se obtiene la carga por longitud uniforme distribuida.

$$qu = U \times \text{ancho cooperante}$$

Así se obtiene el valor de momento máximo a partir de las ecuaciones de análisis estructural, así también se determina las reacciones en los apoyos, que se transmitirá a las vigas principales.

$$M_u = \frac{qu * L^2}{8}$$

$$R_{1u} = \frac{qu * \frac{t}{m} * L}{2}$$

Módulo plástico requerido de la sección $Z_{x_{req}}$:

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi f_y}$$

Con fines de predimensionamiento es válido tomar los valores de las tablas de los elementos laminados en caliente, teniendo en cuenta que la sección a utilizar tiene elementos conformados mediante soldadura (vigas armadas).

Se controla que no exceda la deflexión máxima de la siguiente manera.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta = \frac{5 * q_L * L^4}{384 * E * I_x}$$

$$\Delta < \Delta_{max}$$

7) PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Las vigas principales son las que reciben las reacciones provenientes de las vigas secundarias y las transmiten a las columnas.

De las tabla de cargas concentradas equivalentes tenemos que el momento máximo en el empotramiento (momento negativo), a partir de los valores a, ,b, c, d, e, establecidos en las tablas del Anexo 3.



Máximo momento positivo

$$Mmax^+ = a P L$$

Máximo momento negativo

$$Mmax^- = b P L$$

Se procede a calcular el modulo plastico requerido de la seccion $Z_{x_{req}}$:

$$Zx_{req} = \frac{M_u}{\phi f_y}$$

Se controla que no exceda la deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot q_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$$

$$\Delta < \Delta_{max}$$

8) PREDISEÑO DE COLUMNAS

Se toman los valores de cargas vivas y muertas calculadas para el prediseño de vigas, además se asume un valor de 35 kg/m^2 , para el peso propio de las vigas y columnas.

Se toma la siguiente combinación de carga del método LRFD del capítulo (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 19), para obtener la carga mayorada por cada metro cuadrado de losa, por efectos de prediseño se ignora el valor de peso propio de la viga secundaria:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

Se analiza con un factor de mayoración de 1.10 para considerar los efectos de las fuerzas sísmicas, lo cual nos da un valor de:

$$U = U * 1.10$$

$$qu = U \times \text{área cooperante} \times \# \text{ pisos}$$

Se asume un valor de $K=1$, el cual es conservador.

Para obtener el área se hace referencia para diseño en acero de AISC del cual se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión $\phi_c F_{cr}$ para un acero A-36, para la presente disertación se opta por la tablas en unidades SI, obtenidas a partir de las AISC.

$\phi_c = 0.90$ según (AISC 360, 2010) sección E1

$$A_g = \frac{P_n}{\phi_c F_{cr}}$$

Los valores obtenidos en el prediseño, se ingresan al software de diseño, donde se deben cumplir los siguientes parámetros necesarios para obtener una estructura adecuada.

9) CONTROL DE EXCENTRICIDAD

La excentricidad no debe exceder el 5% de la distancia en sentido de análisis.

$$e_{max} < 5\% D$$

10) MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se debe analizar los tres primeros modos de la estructura debido a que estos son los fundamentales y en los que participan la mayor cantidad de masa de la misma, demostrando que los dos primeros modos de vibración de la estructura en análisis sean traslacionales y el tercer modo sea torsional.

11) NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) establece que “todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración” (p. 58).

(Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) nos dice que: “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas” (p. 58).

12) CORRECCIÓN DE CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

“El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares ó < 85% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares” (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015, p. 57).

13) EFECTO P-DELTA

Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i < 0.1.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i considerado

DISEÑO SECCIONES DEFINITIVAS

DISEÑO DE VIGAS

14) ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

La distancia máxima que se permite para una viga sin arriostramientos lateral para un pórtico especial resistente a momento, según el reglamento (AISC 341, 2010):

$$L = 0.086 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

15) PANDEO LOCAL DEL PERFIL DE VIGAS

De acuerdo con el reglamento (AISC 341, 2010) los elementos que conforman el sistema estructural deben ser sísmicamente compactos, en el capítulo D del mismo se expone la relación máxima ancho – espesor que debe cumplir el elemento para una adecuada incursión en el rango elástico, de no cumplirse con la relación podría incidir en la ductilidad.

Alas de Vigas

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Alma de Vigas

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

16) PANDEO LATERAL TORSIONAL

Se comprueba que la sección no este afectada por efectos de pandeo lateral torsional con la siguiente expresión.

$$L_b \leq L_p$$

Dónde:

L_b : distancia entre dos puntos arriostrados del elemento

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Al ser vigas sísmicamente compactas para todas las vigas se tiene que:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$\phi M_n = 0.9 F_y * Z_x$$

Cumplir con la siguiente relación.

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Dónde:

Pr: Resistencia axial requerida, usando combinación de carga LRFD.

Pc: Resistencia de tensión o compresión disponible

Mr: Resistencia de tensión o compresión disponible

Mc: Resistencia de flexión disponible

x: Subíndice que indica flexión en torno a su eje fuerte

y: Subíndice que indica flexión en torno a su eje débil

Para cada caso de vigas se chequea que el término $\frac{Mry}{Mcy}$ sea menor o igual a 1.

17) DISEÑO A CORTE

En el Capítulo G - Especificaciones (AISC 360, 2010), la resistencia de corte de diseño ϕV_n deben ser determinadas con el siguiente factor:

$\phi = 0,90$ (LRFD)

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

C_v = coeficiente del corte del alma

$A_w = h * t_w$ Perfiles Armados

b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma C_v se calcula como sigue:

iv) Si $\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$

$$C_v = 1$$

K_v = coeficiente de pandeo por corte del alma.

v) Si $1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$

$$Cv = \frac{1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

vi) Si $\frac{h}{t_w} \geq 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$

$$Cv = \frac{1,10 * E * F_y}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$$

Dónde:

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dtw, cm² (mm²)

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm); para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm); para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm); para secciones T, la altura total, cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

El coeficiente de pandeo por corte K_v del alma se determina como se indica:

b. Para almas sin rigidizadores transversales y con $\frac{h}{t_w} \leq 260$

$$k_v = 5$$

c. Almas rigidizadas

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_v = 5 \text{ cuando } \frac{a}{h} > 3 \text{ ó } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2$$

a = distancia libre entre rigidizadores transversales.

18) DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

Se igualan las deformaciones unitarias del acero y concreto, y se halla la sección transformada, donde η centímetros cuadrados de concreto se requiere para resistir la misma fuerza que un centímetro cuadrado de acero (Segui, 1999, p. 454).

$$\varepsilon = \varepsilon_s \quad \text{o} \quad \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{E_s}{E_c} * f_c = \eta * f_c$$

Donde $\eta = \frac{E_s}{E_c}$ razón modular.

Así tenemos; que el área transformada del concreto (A_c) es igual al área de concreto dividida para la razón modular (A_c/η), sin cambiar el espesor de la losa t (Segui, 1999, p. 454).

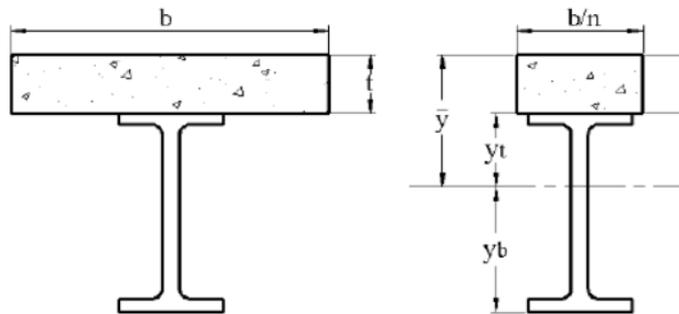


Figura 143: Área transformada de concreto

Fuente: (Coronel, 2016, pág. 27)

Ubicado el eje neutro de la sección transformada, podemos calcular los esfuerzos de flexión, con la fórmula de flexión.

En la parte superior del acero f_{st} , como en la parte inferior del acero f_{sb} :

$$f_{st} = \frac{Myt}{I_{tr}} \quad \quad f_{sb} = \frac{Myb}{I_{tr}}$$

El esfuerzo del concreto se calcula de la misma forma, pero como el material en consideración es acero, el resultado se debe dividir entre η :

$$f_c \text{ máximo} = \frac{M\bar{y}}{\eta I_{tr}}$$

Dónde:

M= momento flexionante aplicado.

I_{tr}= momento de inercia respecto al eje neutro (igual que el eje centroidal para esta sección homogénea).

Y_t= distancia del eje neutro a la parte superior del acero.

Y_b= Distancia del eje neutro a la parte inferior del acero.

\bar{y} = distancia del eje neutro a la parte superior del concreto.

Esto procedimiento es válido sólo para momento positivo, con compresión en la parte superior, porque el concreto tiene resistencia despreciable en tensión (Segui, 1999, p. 455).

19) RESISTENCIA POR FLEXIÓN EN VIGAS COMPUESTAS

(Segui, 1999) nos dice que “la resistencia nominal por flexión se alcanza cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión. La distribución correspondiente de los esfuerzos sobre la sección compuesta se llama **distribución plástica del esfuerzo**” (p. 458).

(McCormac, 2012) menciona que “la resistencia momento por flexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede estar controlada por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por los conectores de cortante” (p. 573).

La resistencia por flexión positiva está determinada por ϕM_n , donde $\phi=0.90$ (Método LRFD), según la especificación AISC 360-10, capítulo I, sección I3.2a:

- Para perfiles donde $\frac{h}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, M_n se determina a partir de con la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).
- Para perfiles donde $\frac{h}{tw} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, M_n se determina a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, tomando en cuenta los efectos de apuntalamiento.

Se considera h , como la distancia libre entre alas de la sección I de la viga de acero conformada con placas soldadas.

El eje neutro plástico ENP, puede recaer en la losa de concreto, el ala superior de la viga de acero o en su alma. En esta investigación se analizará cada uno de estos casos.

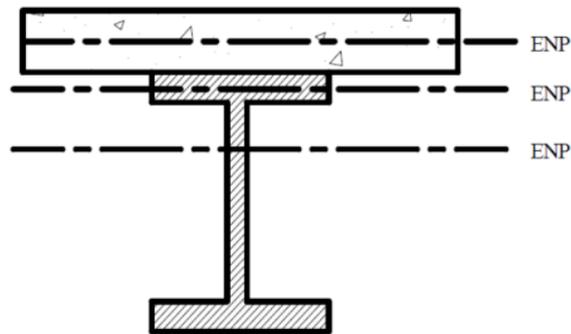


Figura 144: Posibles ubicaciones del ENP

Fuente: (Coronel, 2016, pág. 30)

(Segui, 1999) dice que “debido a la conexión del perfil de acero a la losa de concreto, el pandeo lateral torsional no es ningún problema una vez que el concreto ha endurecido y se ha alcanzado el trabajo compuesta” (p. 459)

20) LOSAS CON PLACA COLABORANTE

Ubicación de la placa colaborante con respecto a las vigas de acero, según indica el reglamento AISC 360-10:

- Cuando los nervios de la placa colaborante están dispuestos perpendicularmente a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas, es decir por debajo del borde superior de la placa, se desprecia.
- Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelas a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas debe ser considerado en el cálculo de las vigas compuestas (Crisafulli, 2014, p. 18).

Para los valores de R_g (factor que toma en cuenta el efecto de grupo) y R_p (factor efecto de posición de los conectores de barra con cabezas) así tenemos:

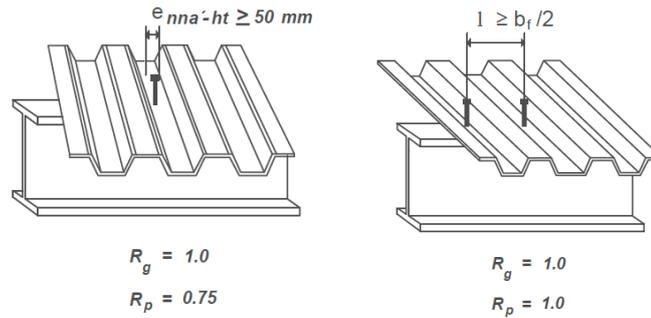


Figura 145: Valores de R_g y R_p para losas con placa colaborante

Fuente: (Construcción compuesta acero - concreto, p. 38)

21) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN SECCIONES CON PLACA COLABORANTE

ACCIÓN COMPUESTA COMPLETA

Esta condición prevalece donde haya suficiente conectores de corte para prevenir por completo el deslizamiento acero - concreto (McCormac, 2012, p. 573).

• EJE NEUTRO EN LA LOSA DE CONCRETO

El esfuerzo del concreto se presenta como un esfuerzo uniforme de compresión de $0.85f'_c$ sobre un área de profundidad a y un ancho b_e . El valor de a , se puede determinar despejando del equilibrio de fuerzas $T=C$, en donde la tensión total en la sección de acero es igual a la compresión total en la losa $AsF_y=0.85f'_c*a*b_e$

$$a = \frac{AsF_y}{0.85f'_c * b_e}$$

Si $a \leq t$ (espesor de la losa) el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta se expresa como la tensión T total o la compresión C total, multiplicada por la distancia a sus centros de gravedad (McCormac, 2012, p. 573).

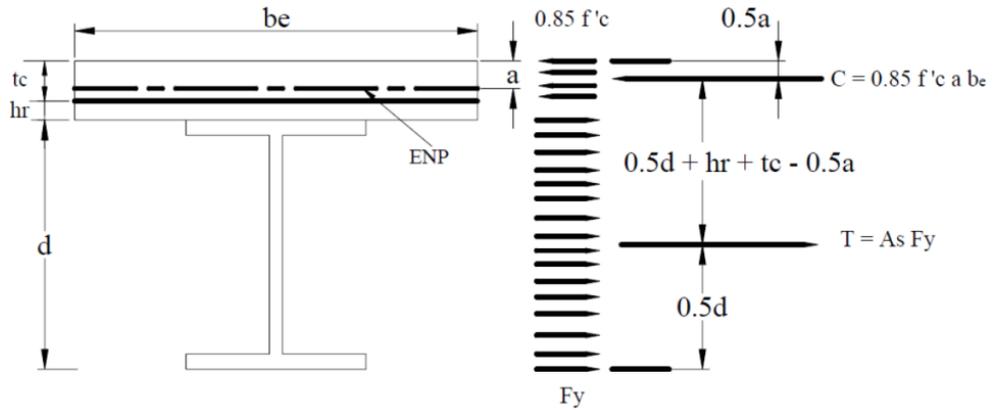


Figura 146: Eje neutro plástico en la losa de concreto

Fuente: (Coronel, 2016, p. 59)

Momento plástico o nominal respecto al ENP, es:

$$Mn = Mp = AsFy \left(\frac{d}{2} + hr + tc - \frac{a}{2} \right)$$

- **EJE NEUTRO EN EL ALA SUPERIOR DE LA VIGA DEL PERFIL DE ACERO**

Si se calcula a como se describió previamente y es mayor al espesor de la losa t , el eje neutro plástico ENP, quedará en la sección de acero. Si la compresión C es mayor a la tensión T ($C > T$), el ENP estará en el ala del perfil de acero (McCormac, 2012, p. 576).

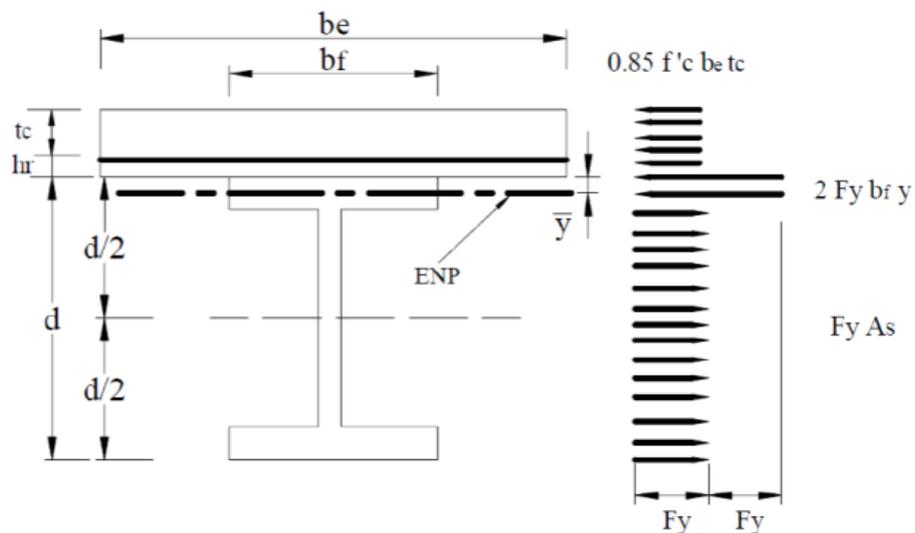


Figura 147: Eje neutro en el ala superior de la viga de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 60)

Cumpliendo el equilibrio e igualando T y C podemos obtener \bar{y} :

$$0.85f'c be tc + Fy bf \bar{y} = Fy As - Fy bf \bar{y}$$

Dónde:

$$\bar{y} = \frac{Fy As - 0.85f'c be tc}{2 Fy bf}$$

Momento plástico o nominal con respecto a ENP es:

$$Mn = Mp = 0.85f'c be tc \left(\frac{tc}{2} + hr + \bar{y} \right) + 2Fy bf \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + Fy As \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

- **EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA SECCIÓN DEL PERFIL ACERO**

Si la compresión C es menor a la tensión T ($C < T$), el eje neutro plástico ENP se ubica en el alma del perfil de acero (McCormac, 2012, p. 578).

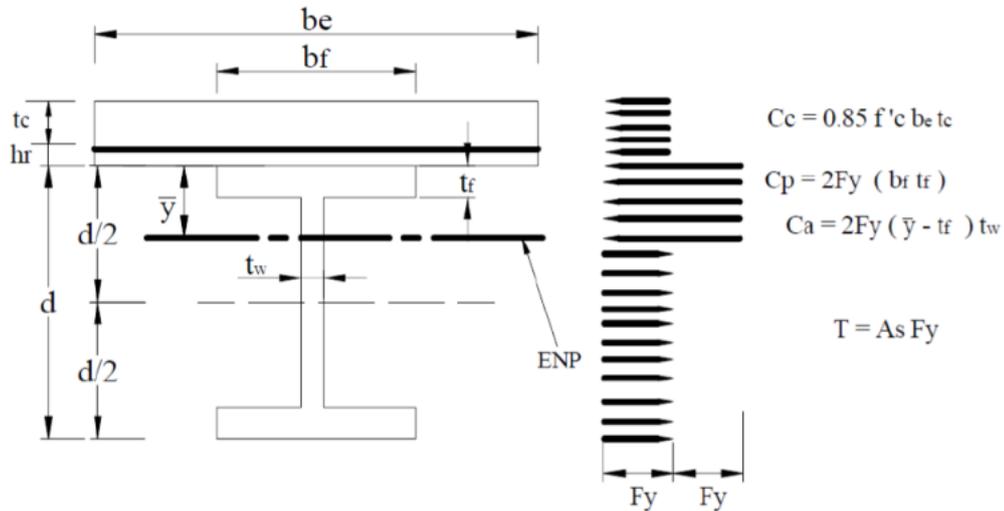


Figura 148: Eje neutro en el alma de la sección de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 61)

Cumpliendo con el equilibrio de fuerzas horizontales, se tiene que $T = C$, se obtiene \bar{y} , de la siguiente manera.

$$Cc + Cp + Ca = T$$

$$0.85f'c be tc + 2 Fy(bf * tf) + 2 Fy(\bar{y} - tf)tw = As Fy$$

Dónde:

$$\bar{y} = - \frac{0.85f'c be tc}{2 Fy tw} - \frac{bf tf}{tw} + tf + \frac{As}{2 tw}$$

Momento plástico o nominal respecto al ENP, es:

$$M_n = M_p = C_c \left(\bar{y} + hr + \frac{tc}{2} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{tf}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - tf}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

- **ACCIÓN COMPUESTA PARCIAL**

Se presenta una acción compuesta parcial cuando no se tienen los suficientes conectores de cortante como para prevenir por completo el deslizamiento entre el concreto y la viga de acero. Ni la resistencia total del concreto ni la del acero pueden desarrollarse y la fuerza de compresión se limita a la fuerza máxima que puede ser transmitida a través de la interfaz entre el acero y el concreto, es decir, la resistencia de los conectores de cortante ΣQ_n , sabiendo que C es el menor valor de $0.85 f'c Ac$, $As Fy$ y ΣQ_n (Segui, 1999, p. 480).

Con la acción compuesta parcial, el eje neutro plástico (ENP) cae, por lo general, dentro de la sección transversal del acero, tal sección se denomina “parcialmente compuesta”.

- **EJE NEUTRO EN EL ALA SUPERIOR DE LA VIGA DE ACERO**

Como se describió anteriormente en secciones parcialmente compuesta la ubicación del eje neutro debe estar en el perfil de acero ya sea en el ala o en el alma.

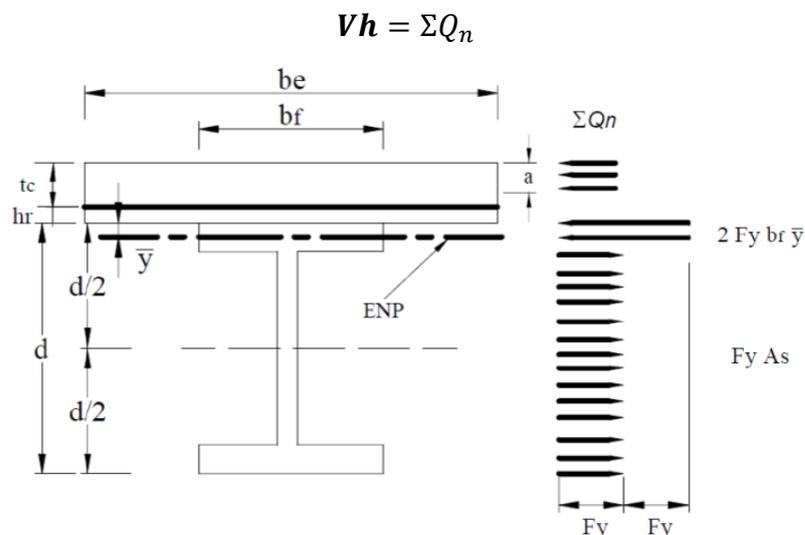


Figura 149: Eje neutro en el ala superior de la viga

Fuente: (Coronel, 2016, p. 62)

Se iguala las fuerzas horizontales y cumpliendo con el equilibrio, tenemos que T es igual C, así se obtiene \bar{y} :

$$\Sigma Q_n + Fy bf \bar{y} = Fy As - Fy bf \bar{y}$$

Dónde:

$$\bar{y} = \frac{Fy As - \Sigma Q_n}{2 Fy bf}$$

La profundidad a del bloque de compresión es:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f'c * be}$$

Momento plástico o nominal, tomando referencia el ENP, es:

$$Mn = Mp = \Sigma Q_n \left(tc + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + 2Fy bf \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + Fy As \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

• EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA DE ACERO

Si la compresión C es menor a la tensión T ($C < T$), el eje neutro plástico ENP se ubica en el alma del perfil de acero.

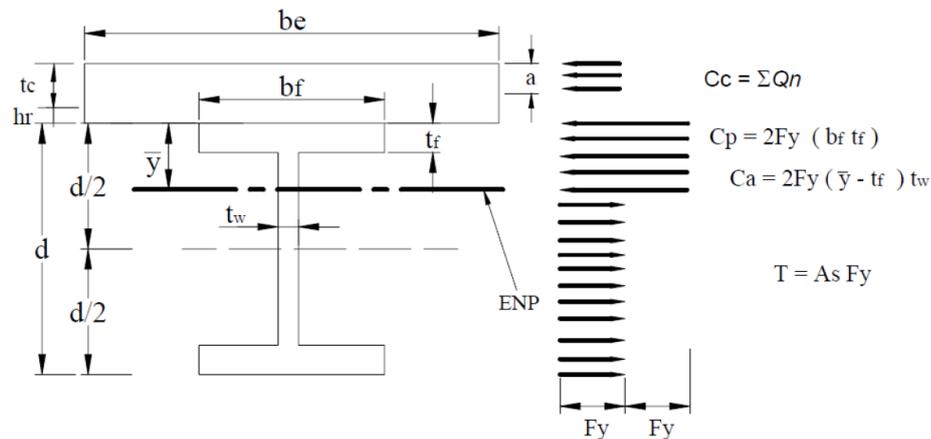


Figura 150: Eje neutro en el alma de la viga de acero

Fuente: (Coronel, 2016, p. 63)

Cumpliendo el equilibrio $T=C$ podemos obtener \bar{y} :

$$Cc + Cp + Ca = T$$

$$\Sigma Q_n + 2 Fy (bf * tf) + 2 Fy (\bar{y} - tf) tw = As Fy$$

Dónde:

$$\bar{y} = - \frac{\Sigma Q_n}{2 Fy tw} - \frac{bf tf}{tw} + tf + \frac{As}{2 tw}$$

La profundidad a es:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85f'c * be}$$

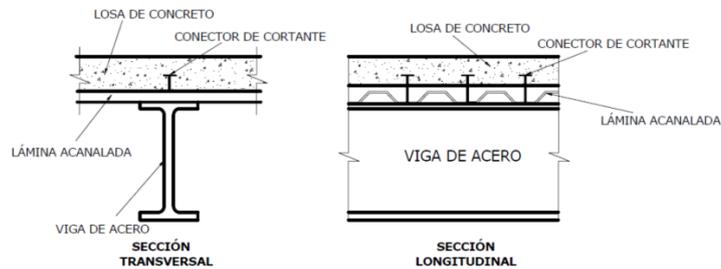
Momento plástico o nominal con respecto al ENP:

$$Mn = Mp = Cc \left(tc + hr - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + Cp \left(\bar{y} - \frac{tf}{2} \right) + Ca \left(\frac{\bar{y} - tf}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

22) CAPACIDAD REDUCIDA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE

La resistencia por cortante de los conectores de cortante se debe multiplicar por un factor de reducción de resistencia:

- Nervios perpendiculares a la viga de acero

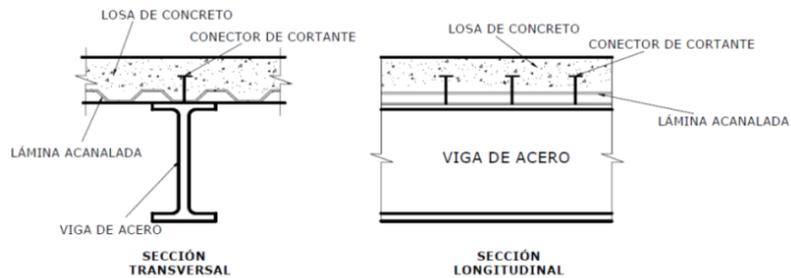


• Figura 151: Nervios perpendiculares a la viga.

- Fuente: (Coronel, 2016, p. 64)

$$\left[\frac{0.85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{wr}{hr} \right) \left[\left(\frac{Hs}{hr} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$

- Nervios paralelos a la viga de acero



• Figura 152: Nervios paralelos a la viga.

- Fuente: (Coronel, 2016, p. 64)

$$\left[(0.6) \left(\frac{wr}{hr} \right) \left[\left(\frac{Hs}{hr} \right) - 1 \right] \right] \leq 1$$

Dónde:

Nr= número de conectores por nervio en una intersección de viga, limitado a tres

w_r= ancho promedio de nervios

h_r= altura de nervio

H_s= longitud del conector, sin exceder h_r+3

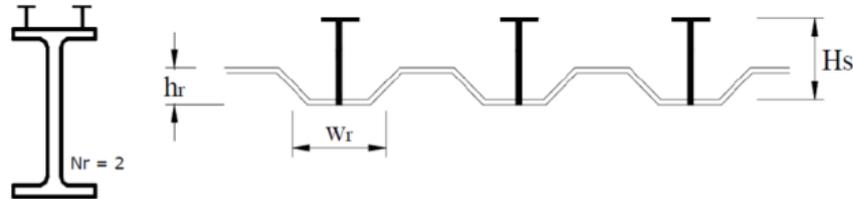


Figura 153: Componente de la sección compuesta.

Fuente: (Coronel, 2016, p. 65)

23) ANCHO EFECTIVO

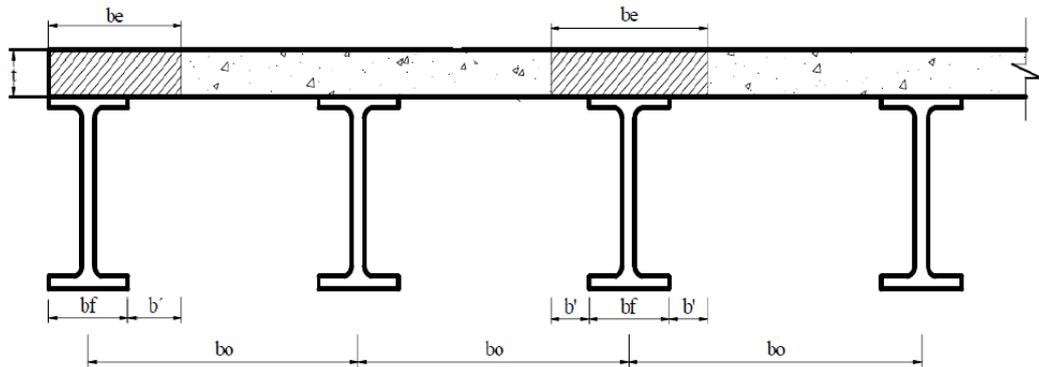


Figura 154: Ancho efectivo del ala

Fuente: (Coronel, 2016, p. 36)

La especificación AISC 360-10 en la sección I3.1a, establecen el valor de (be) como el menor de:

Estas condiciones se aplica si la losa existe en uno o en ambos lados de la viga:

- Un octavo del claro de la viga, medido centro a centro de los apoyos ($L/8$, L luz de la viga).
- La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente ($bo/2$).
- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa (L , en el caso de losa en volado donde L es la longitud del volado de la losa).

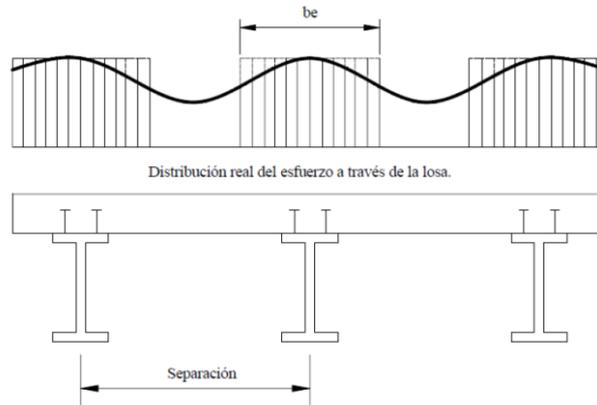


Figura 155: Distribución de esfuerzo en la losa

Fuente: (Coronel, 2016, p. 37)

24) CÁLCULO Y DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

(McCormac, 2012) nos dice que “si el eje neutro plástico recae en la losa, se dice que la fuerza de cortante horizontal máxima (o fuerza horizontal en el plano entre el concreto y el acero) es igual a $A_s F_y$ ” (p. 568).

(McCormac, 2012) menciona que “si el eje neutro plástico está en la sección de acero, se considera que la fuerza de cortante horizontal máxima es igual a $0.85 f'_c A_c$, donde A_c es el área efectiva del concreto” (p. 568).

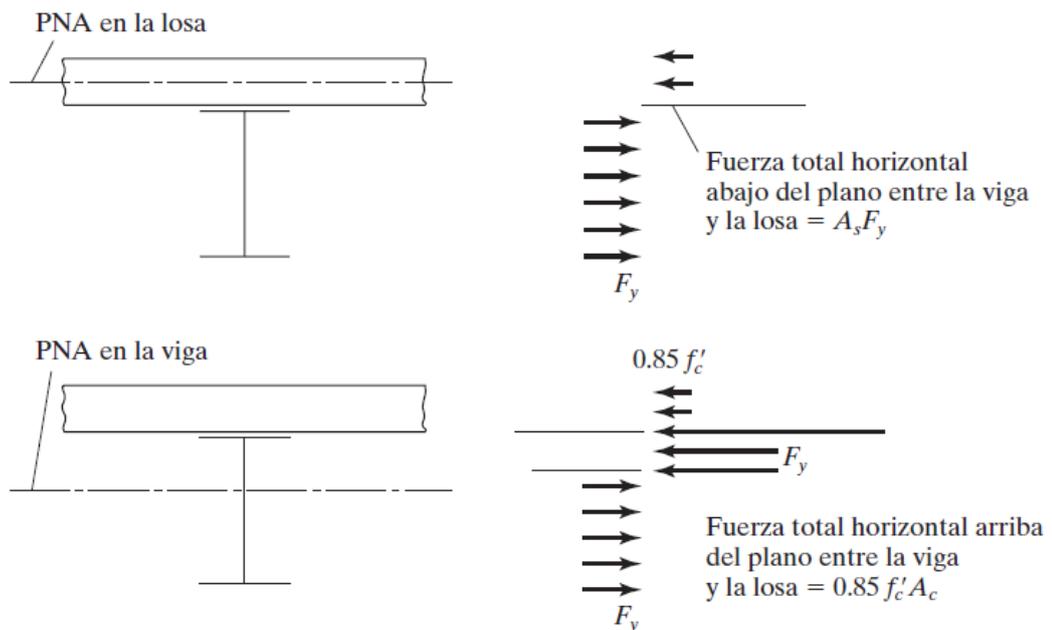


Figura 156: Capacidad plástica de la acción compuesta

Fuente: (McCormac, 2012, p. 569)

Según (McCormac, 2012) se tiene un trabajo compuesta, si la fuerza cortante es el menor de las siguientes expresiones:

- Para el aplastamiento del concreto

$$0.85 f'c A_c$$

- Para la fluencia a tracción de la sección de acero

$$A_s F_y$$

- Para la resistencia de conectores de cortante

$$\Sigma Q$$

Dónde:

Ac: área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, cm^2

As: área de la sección de acero, cm^2

ΣQ_n : suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, kg.

Conectores por cortante. En la presente investigación se analiza los pernos tipo espárragos.

25) RESISTENCIA DE PERNOS CONECTORES DE CORTE

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto compuesta con plancha colaborante de acero según la AISC 360-10 capítulo I, sección I8.2a, debe ser determinado como:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'c E_c} \leq R_g R_p A_{su} F_u$$

Dónde:

A_{sa} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2)

E_c = módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2

F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte, kg/cm^2

R_g = 1 para;

- d) Para un espárrago soldado en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;
- e) Para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero;
- f) Para cualquier número de pernos soldados en una fila a través de la plancha colaborante orientada en dirección paralela al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio ≥ 1.5 ;

= 0.85 para:

- c) Para dos pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;
- d) Para un espárrago soldado a través de la plancha colaborante con la plancha orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio < 1.5

=0.7 para:

- b) Para tres o más pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero.

$R_p = 0.75$ para;

- d) Para pernos soldados directamente al perfil de acero
- e) Para pernos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} \geq 50$ mm;
- f) Para pernos soldados a través de la plancha colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con plancha colaborante orientada paralela a la viga.

= 0.60; para espárragos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} < 50$ mm

e_{mid-ht} = distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la plancha colaborante, medida a media altura del nervio de la plancha, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm(mm).

Tabla 75: Resistencia nominal al cortante de pernos tipo espárrago.

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE Q_n, (ton)				
Resistencia a la Compresión del Concreto $f'c$ (kg/cm²)	Concreto de peso normal (2400 kg/m³)			
	Diámetro Nominal de Conectores de Cortante, mm			
	13	16	19	22
210	4.24	6.63	9.53	12.98
250	4.77	7.45	10.71	14.57
280	5.27	8.22	11.85	16.12
320	5.36	8.35	12.03	16.39
350	5.36	8.35	12.03	16.39
Longitud mínima de Conector, mm.	50	65	76	90

Fuente: (Coronel, 2016, p. 41)

26) NÚMERO, ESPACIAMIENTO Y REQUERIMIENTOS DE RECUBRIMIENTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE.

El número de conectores requeridos entre el momento nulo y el punto de momento máximo de una viga, para obtener una fuerza cortante total V_h , es:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n}$$

Los conectores se distribuyen uniformemente a cada lado de los puntos de máximo momento y los puntos de momento cero (N_1).

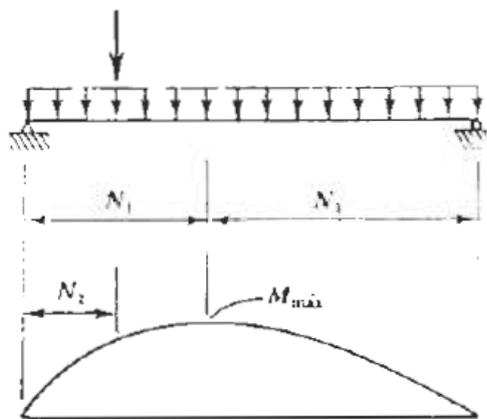


Figura 157: Ubicación de conectores en cargas concentradas

Fuente: (Segui, 1999, p. 468)

Entre las condiciones de recubrimiento y espaciamiento según la AISC 360-10, se tiene:

- El recubrimiento lateral mínimo de los conectores es de 25mm (no aplica para espárragos en placa colaborante porque las pruebas han demostrado que las resistencias no se reducen, aun cuando los conectores se coloquen muy cerca del valle).
- El diámetro de los espárragos deben ser máximo 2.5 veces el espesor del ala a la cual se soldara, a no ser que estén ubicados sobre el alma.
- El espaciamiento mínimo centro a centro de los conectores a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas permitido por la especificación AISC 360-10 será de $6d$, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de $4d$, excepto dentro de los nervios de la placa colaborante orientada perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser $4d$ en cualquier dirección, siendo d el diámetro del conector.
- El espaciamiento máximo centro a centro de los conectores no debe exceder ocho veces el espesor total de losa, ni 900 mm.
- La lámina se debe anclar a todos los miembros de soporte a distancias no mayores a 460 mm.
- Si las alas de las vigas de acero son muy estrechas, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo. En tales situaciones los pernos pueden colocarse alternados.

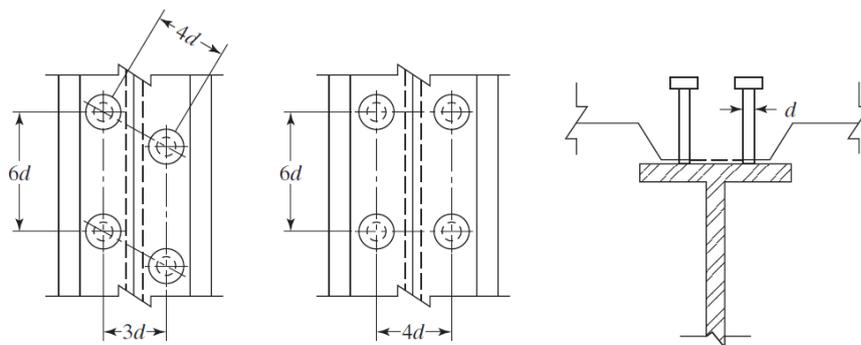


Figura 158: Arreglo de conectores

Fuente: (McCormac, 2012, p. 572)

27) DISEÑO DE COLUMNAS CON PERFILES TUBULARES RELLENOS CON CONCRETO

Para su cálculo y diseño se deben considerar las siguientes especificaciones:

- El área total de la sección transversal del perfil de acero no debe ser menor que el 1% del área total de la sección compuesta.
- Para columnas rellenas de concreto la relación ancho – espesor para secciones definidas como altamente dúctiles, según la AISC 341-10.

**Columnas
Compuestas**

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$



- La resistencia específica a la compresión f'_c del concreto debe ser por lo menos de 210 kg/cm^2 , pero no mayor de 560 kg/cm^2 , si se usa concreto de peso normal.
- Los esfuerzos de fluencia de perfiles de acero y de las barras de refuerzo no deben ser mayores de 3865 kg/cm^2 . Si se usa un acero con un esfuerzo de fluencia mayor en una columna compuesta, sólo pueden utilizarse en los cálculos 3865 kg/cm^2 (55 ksi).
- Según la ACI 318-08, para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero no debe ser menor que:

$$t > b \sqrt{\frac{F_y}{3 E_s}}; \text{ para cada ancho } b$$

- **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

La (AISC 360, 2010) en el capítulo I, Diseño de miembros de sección compuesta, establece que la resistencia a la compresión de una columna compuesta para secciones compactas es:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 A_c f'_c$$

Donde:

A_s : área de la sección de acero

A_c : área de concreto

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares

La rigidez efectiva de una sección compuesta, EI_{eff} , para todas las secciones debe ser de:

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

Donde:

E_s : módulo de elasticidad de acero

E_c : módulo de elasticidad del concreto

I_s : inercia de la sección de acero

I_c : inercia de la sección de concreto

C_3 : coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión.

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

La resistencia a la compresión disponible $\phi_c P_n$, con $\phi_c = 0.75$.

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

- Si $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

P_e : carga de pandeo elástico

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(K L)^2}$$

6.6 DISEÑO ORGANIZACIONAL

La Propuesta que se plantea es una Guía para el análisis y diseño estructural de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (acero - concreto).

Para lo cual la unidad administrativa que ejecutará la propuesta se enfoca de la siguiente manera:

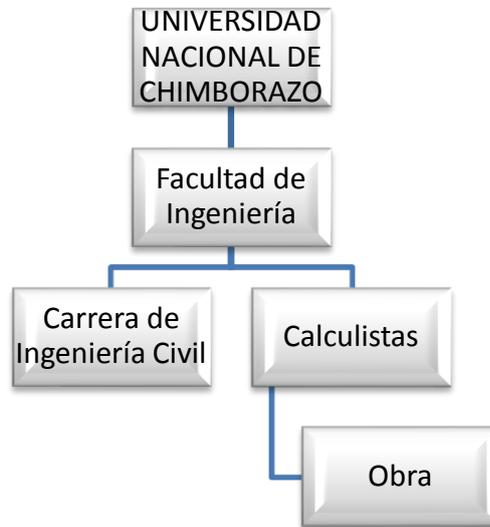


Figura 159: Diseño Organizacional

6.7 MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

Los lineamientos y filosofía de diseño, establecidos en reglamentos como la AISC, son parámetros a partir de la experiencia de sismos pasados, por lo que los beneficios de emplear y evaluar sistemas constructivos que cumplan con normas y reglamentos, brindan calidad y resistencia a la estructura, y seguridad a los ocupantes de la misma.

Se debe plasmar en obra todo lo que consta en los planos, pues los mismos están basados en un pre diseño, análisis y diseño minucioso, que busca tener un adecuado desempeño ante un evento sísmico, otorgando confiabilidad a los usuarios de la edificación.

CAPITULO VII

7. BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2008). *Reglamento de Construcciones del American Concrete Institute*. USA.
- AISC 341. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. USA.
- AISC 358. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. USA.
- AISC 360. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones en Acero*.
- Alvear , J., & Ruales, J. (2014). *Diseño por desempeño en edificaciones de hormigón armado, de acero estructural, y mixto*. Quito: Tesis.
- Braja M, D. (1999). *Principios de Ingeniería de Cimentación*. Sacramento: THOMSON.
- CAMICON. (2016). *Manual de Costos de la Construcción* . Quito.
- Cardoso, L. A., & Quishpe, E. (2014). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento*. Riobamba: Tesis.
- *Construcción compuesta acero - concreto*. (s.f.). Obtenido de <https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/productsservices/products/Document%20Gallery/construccion-compuesta-acero-concreto.pdf>
- Coronel, C. (2016). *Diseño de una edificación usando secciones mixtas*. Cuenca: Tesis.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza, Argentina: alacero.
- Cuevas, Ó. G. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México : Limusa.
- Fratelli, M. G. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas Estados Limites LRFD*. Venezuela.

- Guerra, M. (2013). *Cimentaciones Sismo Resistentes utilizando SAFE*. Quito.
- Guerra, M. (2015). *Diseño Sismoresistente de Edificios de Acero Utilizando Etabs y Nec 2015*. Quito-Ecuador: Grupo Gamaprint.
- Jaramillo, K. (2016). *Estructuras de Acero*. Riobamba: Apuntes de clases.
- McCormac, J. C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Alfaomega Grupo Editor.
- Menardi, L. (2003). *Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración*.
- Navarrete, B. (2003). *Secciones compuestas de acero-concreto*. Mexico D.F.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC 2015). *Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Código: NEC-SE-DS.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC, 2015). *Cargas (No sísmicas)*. Código: NEC-SE-CG.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC-2015). *Estructuras de Acero*. Código: NEC-SE-AC.
- Pérez, L. (2015). *"Estudio y Aplicación de los métodos mejorados FEMA 440"*. Ambato: Tesis.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- Sánchez, K. (2015). *Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas compuestas*. Quito: Tesis.
- Segui, W. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México: Segunda Edición.

CAPITULO VIII

8. APÉNDICES O ANEXOS



ANEXO 1
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
(APU)



**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE
— LA ESTRUCTURA DE ACERO
(OPCIÓN 1- COLUMNAS Y VIGAS DE
ACERO)**

Tabla 76: APU Acero estructural A-36, Inc. Montaje

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL											
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS											
RUBRO:		ACERO ESTRUCTURAL A-36, INC. MONTAJE		UNIDAD: kg							
DETALLE: ITEM 1											
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR											
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO						
	D	B	HORA	R	D=CxR						
	A		C=AxB								
	I	\$	\$	I.HORA	\$						
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg						
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					0.1					
AMOLADORA	0.5	1.10	0.55	0.1140	0.06						
ANDAMIOS METÁLICOS	2	0.12	0.24	0.1140	0.03						
SOLDADORA ELÉCTRICA	0.3	1.00	0.30	0.1140	0.03						
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDUSTRIAL	2	0.10	0.20	0.1140	0.02						
EQUIPO DE TRABAJOS EN ALTURA	2	0.08	0.16	0.1140	0.02						
SUBTOTAL M					0.22						
MANO DE OBRA											
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL					
FUNCIÓN	CATEGORÍA						D	B	C=AxB	R	D=CxR
							A				
		I	\$	\$	I.HORA	\$					
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg					
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	0.114	0.78					
SOLDADOR	C1	1.00	3.82	3.82	0.114	0.44					
INSPECTOR DE OBRA	B3	0.10	3.83	0.38	0.114	0.04					
SUBTOTAL N					1.26						
MATERIALES											
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO						
			A <td>B <td colspan="2">C=AxB</td> </td>	B <td colspan="2">C=AxB</td>	C=AxB						
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$						
			1.00								
ELECTRODO		kg	0.02	2.70	0.05						
PERFIL ESTRUCTURAL		kg	1.00	1.20	1.20						
ANTICORROSIVO		gl	0.01	15.74	0.16						
THINNER		gl	0.01	7.56	0.08						
SUBTOTAL O					1.49						
TRANSPORTE											
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO						
			A <td>B <td colspan="2">C=AxB</td> </td>	B <td colspan="2">C=AxB</td>	C=AxB						
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$						
			1.00								
SUBTOTAL P					0.00						
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					2.97						
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	0.00					
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.97						
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA											
MARZO 2017											

Tabla 77: APU Malla electrosoldada 5X15X15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
		DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).				
TÍTULO DEL PROYECTO:						
RUBRO:		MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15			UNIDAD: m2	
DETALLE:ITEM 2						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>CANTIDA D A</i>	<i>TARIFA B</i>	<i>COSTO HORA C=AxB</i>	<i>RENDIMIENTO R</i>	<i>COSTO D=CxR</i>	
	<i>I</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>	<i>I.HORA</i>	<i>\$</i>	
	<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m2</i>	<i>m2</i>	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					0.03
SUBTOTAL M					0.03	
MANO DE OBRA						
<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>CANTIDA D A</i>	<i>JORNAL/ HORA B</i>	<i>COSTO / HORA C=AxB</i>	<i>RENDIMIENTO R</i>	<i>COSTO TOTAL D=CxR</i>	
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	<i>I</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>	<i>I.HORA</i>	<i>\$</i>
		<i>I</i>	<i>I.HORA</i>	<i>I.HORA</i>	<i>m2</i>	<i>m2</i>
ALBAÑIL	D2	1.00	3.45	3.45	0.08	0.28
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.82	0.38	0.08	0.03
PEÓN DE FERRERO	E2	1.00	3.66	3.66	0.08	0.29
SUBTOTAL N					0.60	
MATERIALES						
<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>CANTIDAD A</i>	<i>PRECIO UNIT. B</i>	<i>COSTO C=AxB</i>		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>		
		<i>1.00</i>				
MALLA U-131 5 MM 15X15 CM	m2	1.05	2.38	2.50		
SUBTOTAL O					2.50	
TRANSPORTE						
<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>CANTIDAD A</i>	<i>TARIFA B</i>	<i>COSTO C=AxB</i>		
	<i>DEL MATERIAL</i>	<i>1.00</i>	<i>\$</i>	<i>\$</i>		
		<i>1.00</i>				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					3.13	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)				0.00%	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.13	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 78: APU Placa colaborante de acero e=0.65 mm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :		PLACA COLABORANTE ACERO e=0.65mm		UNIDAD: m2		
DETALLE:ITEM 3						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	A	\$	\$	1.HORA	\$	
	1	1.HORA	1.HORA	m2	m2	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.17	
ANDAMIOS METÁLICOS	1	0.12	0.12	0.32	0.04	
AMOLADORA	0.4	1.10	0.44	0.32	0.14	
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDUSTRIAL	1	0.10	0.10	0.32	0.03	
SUBTOTAL M					0.38	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA D	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORÍA	A	\$	\$	1.HORA	\$
		1	1.HORA	1.HORA	m2	m2
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	0.32	2.18
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.32	1.22
SUBTOTAL N					3.40	
MATERIALES						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
PLACA COLABORANTE 0.65 MM, INC. ACCESORIOS		m2	1.05	11.70	12.29	
SUBTOTAL O					12.29	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					16.07	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					16.07	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 79: APU Hormigón premezclado ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$) en losa sobre deck

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO ($F'c=210\text{KG/CM}^2$) EN LOSA SOBRE DECK UNIDAD: m ³						
DETALLE:ITEM 4						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2	4.30	8.60	0.65	5.59	
					SUBTOTAL M	
					6.72	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	I	\$	I.HORA	\$	
		I	I.HORA	m ³	m ³	
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	E O D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
					SUBTOTAL N	
					22.51	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
HORMIGÓN PREMEZCLADO $F'c=210 \text{ KG/CM}^2$	m ³	1.00	81.38	81.38		
					SUBTOTAL O	
					81.38	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
					SUBTOTAL P	
					0.00	
					TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P) 110.60 COSTOS INDIRECTOS Y=(%) 0.00% 0.00 COSTO TOTAL DEL RUBRO 110.60	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 80: APU Hormigón simple cadenas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :		HORMIGÓN SIMPLE CADENAS $f'c= 210 \text{ KG/CM}^2$, INC. ENCOFRADO		UNIDAD: m ³		
DETALLE: ITEM 5						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	A					
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73	
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA D	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
FUNCIÓN	CATEGORIA	A				
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
AGUA		m ³	0.25	0.74	0.19	
ARENA		m ³	0.65	13.50	8.78	
CEMENTO PORTLAND		sac	7.21	7.50	54.08	
RIPIO		m ³	0.95	13.50	12.83	
ADITIVO		kg	2.10	2.09	4.39	
ENCOFRADO		glb	1.00	30.10	30.10	
SUBTOTAL O					110.35	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					156.01	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					156.01	
SON:						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 81: APU Replanto cadenas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS RUBRO : REPLANTILLO CADENAS H.S. F'C= 210 KG/CM2 UNIDAD: m3 DETALLE: ITEM 6						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73	
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83		
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39		
SUBTOTAL O					80.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					125.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					125.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 82: APU Plinto hormigón simple f'c= 210 kg/cm², incluye encofrado

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL											
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).											
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS RUBRO : PLINTOS HORMIGÓN SIMPLE F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO UNIDAD: m ³ DETALLE: ITEM 7											
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR											
DESCRIPCIÓN	CANTIDA		TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO					
	D	A	B	C=AxB	R	D=CxR					
	I		\$	\$	I.HORA	\$					
	I		I.HORA	I.HORA	m3	m3					
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.73					
CONCRETERA 1 SACO	1		5.00	5.00	1	5.00					
VIBRADOR	1		4.30	4.30	1	4.30					
SUBTOTAL M						11.03					
MANO DE OBRA											
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL					
FUNCIÓN	CATEGORIA						D	B	C=AxB	R	D=CxR
							I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3					
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90					
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46					
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E.O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45					
SUBTOTAL N						34.63					
MATERIALES											
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO						
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB						
			1.00	\$	\$						
			1.00								
AGUA		m ³	0.25	0.74	0.19						
ARENA		m ³	0.65	13.50	8.78						
CEMENTO PORTLAND		sac	7.21	7.50	54.08						
RIPIO		m ³	0.95	13.50	12.83						
ADITIVO		kg	2.10	2.09	4.39						
ENCOFRADO		glb	1.00	10.00	10.00						
SUBTOTAL O						90.25					
TRANSPORTE											
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO						
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB						
			1.00	\$	\$						
			1.00								
SUBTOTAL P						0.00					
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)						135.91					
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)						0.00					
COSTO TOTAL DEL RUBRO						135.91					
SON:											
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA											
MARZO 2017											

Tabla 83: Replanto plintos H.S f'c= 210 kg/cm2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :	REPLANTILLO PLINTOS H.S. F'c= 210 KG/CM2				UNIDAD:	m3
DETALLE: ITEM 8						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D A	TARIFA B \$	COSTO HORA C=AxB \$	RENDIMIENTO R I.HORA	COSTO D=CxR \$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.73
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D A	JORNAL/ HORA B \$	COSTO / HORA C=AxB \$	RENDIMIENTO R I.HORA	COSTO TOTAL D=CxR \$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
ALBANIL	D2	2.00	3.45	1.00	6.90	
PEÓN	E2	6.00	3.41	1.00	20.46	
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	1.00	3.82	
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	1.00	3.45	
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B \$	COSTO C=AxB \$		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83		
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39		
SUBTOTAL O					80.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B \$	COSTO C=AxB \$		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					125.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					125.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 84: APU Acero de refuerzo F'y= 4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galvanizado N° 18)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL					
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 8-12MM (CON ALAMBRE GALV N°18) UNIDAD: kg DETALLE: ITEM 9					
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.01
CORTADORA/DOBLADORA	1	0.51	0.51	0.04	0.02
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>				
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	3.45	0.04
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.82	0.38	0.04
PEÓN FIERRERO	E2	1.00	3.45	3.45	0.04
SUBTOTAL N					0.29
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
ALAMBRE GALVANIZADO N° 18	kg	0.05	2.07	0.10	
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	1.00	1.08	1.08	
SUBTOTAL O					1.18
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					1.50
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.50
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017					

Tabla 85: APU Acero de refuerzo F'y= 4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galvanizado N° 18)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 14-32MM (CON ALAMBRE GALV N°18)				UNIDAD:	kg
DETALLE: ITEM 10						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO	
	D A	B	HORA C=AxB	R	D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg	
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA)					0.02	
CORTADORA/DOBLADORA	1	0.51	0.51	0.04	0.02	
SUBTOTAL M					0.04	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA	D A	B	C=AxB	R	D=CxR
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.82	0.38	0.05	0.02
PEÓN FIERRERO	E2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
SUBTOTAL N					0.36	
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
	DEL MATERIAL	A 1.00	B \$	C=AxB \$		
		I	I	I		
ALAMBRE GALVANIZADO N° 18	KG	0.05	2.07	0.10		
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	1.00	1.08	1.08		
SUBTOTAL O					1.18	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
	DEL MATERIAL	A 1.00	B \$	C=AxB \$		
		I	I	I		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					1.58	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.58	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 86: APU Hormigón simple pedestal gradas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :	HORMIGÓN SIMPLE PEDESTAL GRADAS $F'c= 210 \text{ KG/CM2}$, INC. ENCOFRADO				UNIDAD:	m ³
DETALLE: ITEM 11						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO	
	D	B	HORA	R	D=CxR	
	A		C=AxB			
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.73
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO
FUNCIÓN	CATEGORIA	D	B	C=AxB	R	D=CxR
		A				
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
			A	B	C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
AGUA		m ³	0.25	0.74	0.19	
ARENA		m ³	0.65	13.50	8.78	
CEMENTO PORTLAND		sac	7.21	7.50	54.08	
RIPIO		m ³	0.95	13.50	12.83	
ADITIVO		kg	2.10	2.09	4.39	
ENCOFRADO		glb	1.00	10.00	10.00	
SUBTOTAL O					90.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
			A	B	C=AxB	
		DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
			1.00			
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					135.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					135.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 87: Presupuesto de obra – Opción 1

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERIA CIVIL					
DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).					
PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS.					
<u>ESTRUCTURA DE ACERO (OPCIÓN 1)</u>					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A-36, INC. MONTAJE	kg	15047.43	2.97	44690.87
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	261.95	3.13	819.90
3	PLACA COLABORANTE ACERO e= 0.65mm	m2	261.95	16.07	4209.50
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO (F'C=210KG/CM2) EN LOSA SOBRE DECK	m3	19.65	110.60	2172.86
5	HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	2.74	156.01	426.84
6	REPLANTILLO CADENAS H.S. F'C= 210 KG/CM2	m3	1.37	125.91	172.24
7	PLINTOS HORMIGÓN SIMPLE F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	7.07	135.91	960.61
8	REPLANTILLO PLINTOS H.S. F'C= 210 KG/CM2	m3	1.28	125.91	161.67
9	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 8-12MM (CON ALAMBRE GALV N°18)	kg	813.53	1.52	1236.57
10	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 14-32MM (CON ALAMBRE GALV N°18)	kg	557.72	1.59	886.77
11	HORMIGÓN SIMPLE PEDESTAL GRADAS F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	0.45	135.91	61.16
TOTAL:					\$ 55,798.99



**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE
LA ESTRUCTURA COMPUESTA
(OPCIÓN 2- COLUMNAS RELLENAS DE
CONCRETO Y VIGAS DE ACERO
INCLUYE CONECTORES)**

Tabla 88: APU Acero estructural A-36, Inc. Montaje

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: ACERO ESTRUCTURAL A-36, INC. MONTAJE			UNIDAD: kg			
DETALLE: ITEM 1						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO	
	D	B	HORA	R	D=CxR	
	A		C=AxB			
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					0.1
AMOLADORA	0.5	1.10	0.55	0.1140	0.06	
ANDAMIOS METÁLICOS	2	0.12	0.24	0.1140	0.03	
SOLDADORA ELÉCTRICA	0.3	1.00	0.30	0.1140	0.03	
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDUSTRIAL	2	0.10	0.20	0.1140	0.02	
EQUIPO DE TRABAJOS EN ALTURA	2	0.08	0.16	0.1140	0.02	
SUBTOTAL M					0.22	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO
FUNCIÓN	CATEGORÍA	D	B	C=AxB	R	D=CxR
		A				
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	0.114	0.78
SOLDADOR	C1	1.00	3.82	3.82	0.114	0.44
INSPECTOR DE OBRA	B3	0.10	3.83	0.38	0.114	0.04
SUBTOTAL N					1.26	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB	
			1.00	\$	\$	
			1.00			
ELECTRODO		kg	0.02	2.70	0.05	
PERFIL ESTRUCTURAL		kg	1.00	1.20	1.20	
ANTICORROSIVO		gl	0.01	15.74	0.16	
THINNER		gl	0.01	7.56	0.08	
SUBTOTAL O					1.49	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB	
			1.00	\$	\$	
			1.00			
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					2.97	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.97	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 89: APU Malla electrosoldada 5X15X15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO: MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15			UNIDAD: m2			
DETALLE:ITEM 2						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA		TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO
	D	A	B	HORA	R	D=CxR
				C=AxB		
	I		\$	\$	I.HORA	\$
	I		I.HORA	I.HORA	m2	m2
HERRAMIENTA MENOR 5.00% (MANO DE OBRA) 0.03						
SUBTOTAL M						0.03
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN						
FUNCIÓN	CATEGORÍA	CANTIDA		JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO
		D	A	B	C=AxB	R
		I		\$	\$	I.HORA
		I		I.HORA	I.HORA	m2
ALBAÑIL	D2	1.00		3.45	3.45	0.08
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10		3.82	0.38	0.08
PEÓN DE FERRERO	E2	1.00		3.66	3.66	0.08
SUBTOTAL N						0.60
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
				A	B	C=AxB
			DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
				1.00		
MALLA U-131 5 MM 15X15 CM			m2	1.05	2.38	2.50
SUBTOTAL O						2.50
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
				A	B	C=AxB
			DEL MATERIAL	1.00	\$	\$
				1.00		
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)						3.13
COSTOS INDIRECTOS Y=(%) 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						3.13
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 90: APU Placa colaborante de acero e=0.65 mm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL					
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO :		PLACA COLABORANTE ACERO e=0.65mm		UNIDAD: m2	
DETALLE:ITEM 3					
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	1	\$	\$	1.HORA	\$
	1	1.HORA	1.HORA	m2	m2
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.17
ANDAMIOS METÁLICOS	1	0.12	0.12	0.32	0.04
AMOLADORA	0.4	1.10	0.44	0.32	0.14
EQUIPO DE PROTECCIÓN INDUSTRIAL	1	0.10	0.10	0.32	0.03
SUBTOTAL M					0.38
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>				
		1	\$	1.HORA	\$
		1	1.HORA	1.HORA	m2
PEÓN	E2	2.00	3.41	6.82	0.32
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.32
SUBTOTAL N					3.40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
PLACA COLABORANTE 0.65 MM, INC. ACCESORIOS	m2	1.05	11.70	12.29	
SUBTOTAL O					12.29
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					16.07
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					16.07
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
MARZO 2017					

Tabla 91: APU Hormigón premezclado ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$) en losa sobre deck

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO : HORMIGÓN PREMEZCLADO ($F'c=210\text{KG/CM}^2$) EN LOSA SOBRE DECK UNIDAD: m ³						
DETALLE:ITEM 4						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2	4.30	8.60	0.65	5.59	
					SUBTOTAL M	
					6.72	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>	I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	E O D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
					SUBTOTAL N	
					22.51	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
HORMIGÓN PREMEZCLADO $F'c=210 \text{ KG/CM}^2$	m ³	1.00	81.38	81.38		
					SUBTOTAL O	
					81.38	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
					SUBTOTAL P	
					0.00	
					TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P) 110.60 COSTOS INDIRECTOS Y=(%) 0.00% 0.00 COSTO TOTAL DEL RUBRO 110.60	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 92: APU Hormigón simple cadenas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL												
TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).												
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS												
RUBRO : DETALLE: ITEM 5		HORMIGÓN SIMPLE CADENAS $F'c= 210 \text{ KG/CM}^2$, INC. ENCOFRADO			UNIDAD: m ³							
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR												
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR							
						I	\$	\$	I.HORA	\$		
						I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³		
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73							
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00							
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30							
SUBTOTAL M					11.03							
MANO DE OBRA												
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR							
						FUNCIÓN	CATEGORIA	I	\$	\$	I.HORA	\$
						I	I.HORA	I.HORA	m ³	m ³		
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90						
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46						
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82						
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45						
SUBTOTAL N					34.63							
MATERIALES												
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB								
					DEL MATERIAL	1.00	\$	\$				
					1.00							
AGUA	m ³	0.25	0.74	0.19								
ARENA	m ³	0.65	13.50	8.78								
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08								
RIPIO	m ³	0.95	13.50	12.83								
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39								
ENCOFRADO	glb	1.00	30.10	30.10								
SUBTOTAL O					110.35							
TRANSPORTE												
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB								
					DEL MATERIAL	1.00	\$	\$				
					1.00							
SUBTOTAL P					0.00							
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					156.01							
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00							
COSTO TOTAL DEL RUBRO					156.01							
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA												
MARZO 2017												

Tabla 93: APU Replanto cadenas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS RUBRO : REPLANTILLO CADENAS H.S. F'C= 210 KG/CM2 UNIDAD: m3 DETALLE: ITEM 6						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73	
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83		
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39		
SUBTOTAL O					80.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					125.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					125.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 94: APU Plinto hormigón simple $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL										
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).										
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS RUBRO : PLINTOS HORMIGÓN SIMPLE $f'c=210 \text{ KG/CM}^2$, INC. ENCOFRADO UNIDAD: m ³ DETALLE: ITEM 7										
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR										
DESCRIPCIÓN	CANTIDA		TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO				
	D	A	B	HORA	R	D=CxR				
	I		\$	\$	I.HORA	\$				
	I		I.HORA	I.HORA	m3	m3				
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.73				
CONCRETERA 1 SACO	1		5.00	5.00	1	5.00				
VIBRADOR	1		4.30	4.30	1	4.30				
SUBTOTAL M						11.03				
MANO DE OBRA										
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL				
FUNCIÓN	CATEGORIA						D	B	HORA	D=CxR
							A		C=AxB	
		I	\$	\$	I.HORA	\$				
		I	I.HORA	I.HORA	m3	m3				
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90				
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46				
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82				
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E.O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45				
SUBTOTAL N						34.63				
MATERIALES										
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO					
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB					
			1.00	\$	\$					
			1.00							
AGUA		m ³	0.25	0.74	0.19					
ARENA		m ³	0.65	13.50	8.78					
CEMENTO PORTLAND		sac	7.21	7.50	54.08					
RIPIO		m ³	0.95	13.50	12.83					
ADITIVO		kg	2.10	2.09	4.39					
ENCOFRADO		glb	1.00	10.00	10.00					
SUBTOTAL O						90.25				
TRANSPORTE										
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO					
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB					
			1.00	\$	\$					
			1.00							
SUBTOTAL P						0.00				
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)						135.91				
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)						0.00				
COSTO TOTAL DEL RUBRO						135.91				
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017										

Tabla 95: Replanto plintos H.S f'c= 210 kg/cm2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :		REPLANTILLO PLINTOS H.S. F'c= 210 KG/CM2			UNIDAD: m3	
DETALLE: ITEM 8						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.73
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD D	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
ALBANIL	D2	2.00	3.45	1.00	6.90	
PEÓN	E2	6.00	3.41	1.00	20.46	
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	1.00	3.82	
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	1.00	3.45	
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
AGUA	m3	0.25	0.74	0.19		
ARENA	m3	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m3	0.95	13.50	12.83		
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39		
SUBTOTAL O					80.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					125.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					125.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 96: APU Acero de refuerzo F'y= 4200 kg/cm2 8-12 mm (con alambre galvanizado N° 18)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL					
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO). ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO : ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 8-12MM (CON ALAMBRE GALV N°18) UNIDAD: kg DETALLE: ITEM 9					
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR
	I	\$	\$	I.HORA	\$
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				0.01
CORTADORA/DOBLADORA	1	0.51	0.51	0.04	0.02
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/HORA B	COSTO/ HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORÍA</i>		\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	0.04	0.14
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.82	0.04	0.02
PEÓN FIERRERO	E2	1.00	3.45	0.04	0.14
SUBTOTAL N					0.29
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
ALAMBRE GALVANIZADO N° 18	kg	0.05	2.07	0.10	
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	kg	1.00	1.08	1.08	
SUBTOTAL O					1.18
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB	
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$	
		1.00			
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					1.50
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.50
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017					

Tabla 97: APU Acero de refuerzo F'y= 4200 kg/cm2 14-32 mm (con alambre galvanizado N° 18)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 14-32MM (CON ALAMBRE GALV N°18)				UNIDAD:	kg
DETALLE: ITEM 10						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	COSTO	
	D A	B	HORA C=AxB	R	D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	kg	kg	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					0.02
CORTADORA/DOBLADORA	1	0.51	0.51	0.04	0.02	
SUBTOTAL M					0.04	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDA	JORNAL/ HORA	COSTO / HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL
FUNCIÓN	CATEGORÍA	D A	B	C=AxB	R	D=CxR
		I	\$	\$	I.HORA	\$
		I	I.HORA	I.HORA	kg	kg
FIERRERO	D2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
MAESTRO DE OBRA	C1	0.10	3.82	0.38	0.05	0.02
PEÓN FIERRERO	E2	1.00	3.45	3.45	0.05	0.17
SUBTOTAL N					0.36	
MATERIALES						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB	
			1.00	\$	\$	
			1.00			
ALAMBRE GALVANIZADO N° 18		KG	0.05	2.07	0.10	
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2		KG	1.00	1.08	1.08	
SUBTOTAL O					1.18	
TRANSPORTE						
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		DEL MATERIAL	A	B	C=AxB	
			1.00	\$	\$	
			1.00			
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					1.58	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.58	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 98: APU Hormigón simple pedestal gradas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, incluye encofrado

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :		HORMIGÓN SIMPLE PEDESTAL GRADAS $F'c= 210 \text{ KG/CM2}$, INC. ENCOFRADO		UNIDAD: m ³		
DETALLE: ITEM 11						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)				1.73	
CONCRETERA 1 SACO	1	5.00	5.00	1	5.00	
VIBRADOR	1	4.30	4.30	1	4.30	
SUBTOTAL M					11.03	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR	
<i>FUNCIÓN</i>	<i>CATEGORIA</i>					
	I	\$	\$	I.HORA	\$	
	I	I.HORA	I.HORA	m3	m3	
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	1.00	6.90
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	1.00	20.46
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	1.00	3.82
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANA	E O D2	1.00	3.45	3.45	1.00	3.45
SUBTOTAL N					34.63	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
AGUA	m ³	0.25	0.74	0.19		
ARENA	m ³	0.65	13.50	8.78		
CEMENTO PORTLAND	sac	7.21	7.50	54.08		
RIPIO	m ³	0.95	13.50	12.83		
ADITIVO	kg	2.10	2.09	4.39		
ENCOFRADO	glb	1.00	10.00	10.00		
SUBTOTAL O					90.25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					135.91	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					135.91	
SON: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA MARZO 2017						

Tabla 99: APU Hormigón premezclado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, en columnas

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERÍA CIVIL						
 TÍTULO DEL PROYECTO: DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).						
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO :	HORMIGÓN PREMEZCLADO (FC=210KG/CM2) EN COLUMNAS				UNIDAD:	m3
DETALLE: ITEM 12						
EQUIPO-MAQUINARIA-HERRAMIENTA MENOR						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO D=CxR	
	1	\$	\$	1.HORA	\$	
	1	1.HORA	1.HORA	m3	m3	
HERRAMIENTA MENOR	5.00% (MANO DE OBRA)					1.13
VIBRADOR	2	4.30	8.60	0.65	5.59	
SUBTOTAL M					6.72	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD A	JORNAL/ HORA B	COSTO / HORA C=AxB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CxR
		1	\$	\$	1.HORA	\$
		1	1.HORA	1.HORA	m3	m3
ALBAÑIL	D2	2.00	3.45	6.90	0.65	4.49
PEÓN	E2	6.00	3.41	20.46	0.65	13.30
MAESTRO DE OBRA	C1	1.00	3.82	3.82	0.65	2.48
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	E O D2	1.00	3.45	3.45	0.65	2.24
SUBTOTAL N					22.51	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
HORMIGÓN PREMEZCLADO F' C=210 KG/CM2	m3	1.00	81.38	81.38		
SUBTOTAL O					81.38	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=AxB		
	DEL MATERIAL	1.00	\$	\$		
		1.00				
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO X=(M+N+O+P)					110.60	
COSTOS INDIRECTOS Y=(%)					0.00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					110.60	
SON:						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						
MARZO 2017						

Tabla 101: Presupuesto de obra – Opción 2

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO INGENIERIA CIVIL					
DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).					
PRESUPUESTO DE OBRA O TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS.					
<u>ESTRUCTURA DE ACERO (OPCIÓN 2)</u>					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL A-36, INC. MONTAJE	kg	12287.84	2.97	36494.89
2	MALLA ELECTROSOLDADA 5X15X15	m2	261.95	3.13	819.90
3	PLACA COLABORANTE ACERO e= 0.65mm	m2	261.95	16.07	4209.50
4	HORMIGÓN PREMEZCLADO (F'C=210KG/CM2) EN LOSA SOBRE DECK	m3	19.65	110.60	2172.86
5	HORMIGÓN SIMPLE CADENAS F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	2.74	156.01	426.84
6	REPLANTILLO CADENAS H.S. F'C= 210 KG/CM2	m3	1.37	125.91	172.24
7	PLINTOS HORMIGÓN SIMPLE F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	7.07	135.91	960.61
8	REPLANTILLO PLINTOS H.S. F'C= 210 KG/CM2	m3	1.28	125.91	161.67
9	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 8-12MM (CON ALAMBRE GALV N°18)	kg	813.53	1.52	1236.57
10	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM 14-32MM (CON ALAMBRE GALV N°18)	kg	557.72	1.59	886.77
11	HORMIGÓN SIMPLE PEDESTAL GRADAS F'C= 210 KG/CM2, INC. ENCOFRADO	m3	0.45	135.91	61.16
12	HORMIGÓN PREMEZCLADO (F'C=210KG/CM2) EN COLUMNAS	m3	3.01	110.60	332.91
13	CONECTORES DE CORTANTE	u	772.00	1.92	1482.24
TOTAL:					\$ 49,418.16



ANEXO 2
ESTUDIO DE SUELO

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Realizado el reconocimiento preliminar del área de implantación de la edificación que se diseña en el presente trabajo de investigación, se realiza las perforaciones en el terreno aplicando la prueba de penetración estándar (SPT).

Es decir, con las actividades de campo, en oficina se lleva a cabo el análisis para determinar la capacidad de carga admisible del suelo y la selección del tipo de fundación conveniente según las características encontradas.

- **PROCEDIMIENTO DE ENSAYO SPT**

SEGÚN NTE INEN 0689: MECÁNICA DE SUELOS. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

- a) Luego de apoyar el muestreador en el fondo del pozo perforado, se procede a hincarlo mediante golpes del martinete lanzado en caída libre desde una altura de 75 ± 5 cm sobre la cabeza de golpe.
 - Para el izaje del martinete debe usarse cabo de manila o similar y, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate.
- b) Debe cuidarse de que la barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete esté completamente vertical, con lo cual asegura que la energía de los golpes no resulte disminuida por efecto de la fricción del martinete sobre dicha barra.
- c) El muestreador debe penetrar en primero lugar 15 cm, lo cual se considera como un proceso necesario de preparación y ajuste para el ensayo, por lo que, el número de golpes necesarios para este primer tramo de hincado tiene únicamente un valor relativo de orientación.
- d) Se inicia entonces el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar el muestreador 30 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo.
 - Si al hincar este tramo se sobrepasan los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada en el literal d, se debe

anotar el número de golpes efectuados y la fracción o longitud de penetración del muestreador.

- e) Luego del hincado y antes de extraer el muestreador a la superficie debe girarse por lo menos dos revoluciones, a fin de cortar la muestra por el fondo, luego de lo cual, se extrae el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la longitud de la muestra recuperada, se retira la muestra de suelo, desechando la parte superior que se considera no representativa.
- f) Se coloca una etiqueta en la muestra con una descripción, luego de lo cual se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para ser llevado al laboratorio.
- g) En el laboratorio se realizaron los ensayos de Contenido de Humedad, Granulometría, Límites de Consistencia, peso Específico).

Nota: Este ensayo se debe realizar máximo hasta los 50 golpes, ya que, después de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede causar daños al mismo. Cuando tenemos este caso, se dice que existe RECHAZO (roca o suelo muy bueno).

• CÁLCULOS

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 cm (N_{0-15}).

Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 cm, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 cm de penetración (N_{15-30} y N_{30-45}).

El resultado de la resistencia a la penetración estándar es:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 cm, es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

- **Número de golpes corregido, N_{cor}**

En suelos granulares, el valor de N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga. Por esta razón, el valor N obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar (Braja M, 1999).

$$N_{cor} = C_N N_F$$

$$C_N = N * 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P} \right)$$

Donde:

N_{cor} : número de golpes corregidos.

C_N : factor de corrección.

N_F : número de golpes obtenido en el campo.

P : presión efectiva de sobrecarga en kN/m^2 ; válida siempre que $P > 0.25 kN/m^2$; si no cumple la condición será igual a 0.75

- **Ángulo de fricción, \emptyset .**

El ángulo máximo de fricción \emptyset de suelos granulares se correlaciona con el número de penetración estándar corregido. Peck, Hanson y Thornburn (1974) proporcionan una correlación entre N_{cor} y \emptyset en forma gráfica, que puede ser aproximada como (Wolff, 1989), (Braja M, 1999)

$$\emptyset(\text{grados}) = 27.1 + 0.3 * N_{cor} - 0.00054 * N_{cor}^2$$

- **CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE q_{adm}**

De acuerdo a Meyerhof (1956), para una pulgada (25.4 mm) de asentamiento máximo estimado (Braja M, 1999).

Para $B \leq 1.22$ m

$$q_{adm} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 11.98 * N_{cor}$$

Para $B > 1.22$ m

$$q_{adm} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 7.99 * N_{cor} * \left(\frac{3.28 * B + 1}{3.28 * B} \right)^2$$

Donde:

q_{adm} : esfuerzo admisible del suelo $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$

B : base de la cimentación (m)

N_{cor} : número de penetración estándar corregido

- **APLICACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL SPT**

Suelos friccionales o no cohesivos

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas.

Terzagui y Peck (1948), estableció una primera correlación entre el número de golpes N y la compactación de la arena.

Tabla Correlación propuesta entre la Resistencia a la Penetración y la Compactación de la arena.

Arenas	
Nº de golpes/ 30 cm (N)	Densidad Relativa
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente densa
30-50	Densa
> 50	Muy densa

Fuente: (Menardi, 2003)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



TITULO DEL PROYECTO:

DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PISOS CON ESTRUCTURA METÁLICA, UTILIZANDO VIGAS Y COLUMNAS COMPUESTAS (ACERO – CONCRETO).

FECHA DE MUESTREO:

14 DE MAYO DE 2016

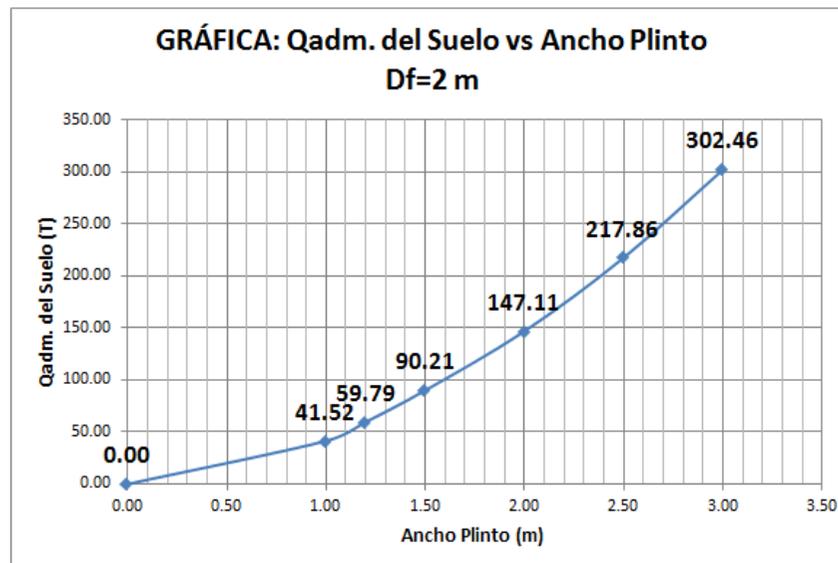
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT

PERFORACIÓN

NIVEL DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD (m)	N SPT (GOLPES)	PESO ESPECÍFICO EFECTIVO (kN/m ³)	PRESIÓN DE SOBRECARGA (kN/m ²)	CN	N COR (GOLPES)	S (mm)	B(m)	q adm (kN/m ²)	q adm (ton/m ²)	Q adm (kN)	Q adm (ton)	Ø (GRADOS)
0.00 - 0.50	0.5	12	16.68	0.85	0.75	9	25.40	0.00	107.82	10.99	0.00	0.00	30
								1.00	107.82	10.99	107.82	10.99	
								1.10	107.82	10.99	130.46	13.30	
								1.20	107.82	10.99	155.26	15.83	
								1.50	104.11	10.61	234.25	23.88	
								2.00	95.50	9.74	382.02	38.94	
								2.50	90.52	9.23	565.74	57.67	
								3.00	87.27	8.90	785.42	80.06	
0.50 - 1.00	1	18	16.68	1.70	0.75	14	25.40	0.00	167.72	17.10	0.00	0.00	31
								1.00	167.72	17.10	167.72	17.10	
								1.10	167.72	17.10	202.94	20.69	
								1.20	167.72	17.10	241.52	24.62	

								1.50	161.95	16.51	364.39	37.15		
								2.00	148.56	15.14	594.25	60.58		
								2.50	140.81	14.35	880.04	89.71		
								3.00	135.75	13.84	1221.76	124.54		
1.00 - 1.50	1.5	31	16.68	2.55	0.75	23	25.40	0.00	275.54	28.09	0.00	0.00	34	
								1.00	275.54	28.09	275.54	28.09		
								1.10	275.54	28.09	333.40	33.99		
								1.20	275.54	28.09	396.78	40.45		
								1.50	266.07	27.12	598.65	61.02		
								2.00	244.07	24.88	976.27	99.52		
								2.50	231.32	23.58	1445.78	147.38		
								3.00	223.02	22.73	2007.18	204.61		
1.50 - 2.00	2	45	16.68	3.40	0.75	34	25.40	0.00	407.32	41.52	0.00	0.00	37	
								1.00	407.32	41.52	407.32	41.52		
								1.10	407.32	41.52	492.86	50.24		
								1.20	407.32	41.52	586.54	59.79		
								1.50	393.31	40.09	884.96	90.21		
								2.00	360.80	36.78	1443.18	147.11		
								2.50	341.96	34.86	2137.24	217.86		
								3.00	329.68	33.61	2967.13	302.46		
2.00 - 2.50	2.5	51	16.68	4.25	0.75	38	25.40	0.00	455.24	46.41	0.00	0.00	38	
								1.00	455.24	46.41	455.24	46.41		
								1.10	455.24	46.41	550.84	56.15		
								1.20	455.24	46.41	655.55	66.82		

								1.50	439.59	44.81	989.07	100.82
								2.00	403.24	41.11	1612.97	164.42
								2.50	382.19	38.96	2388.68	243.49
								3.00	368.47	37.56	3316.20	338.04
NOMENGLATURA							FÓRMULAS UTILIZADAS					
N SPT	NÚMERO DE GOLPES DE CAMPO					CN	PECK					
CN	FACTOR DE CORRECCIÓN DEL N SPT											
N COR	NÚMERO DE GOLPES CORREGIDO											
S	ASENTAMIENTO MÁXIMO PERMITIDO=25,40 mm					q adm	MEYERHOF					
Ø	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNO DEL SUELO											
B	BASE DE LA ZAPATA PROPUESTA					Ø	PECK, HANSON, THORNBURN					
q adm	ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO											



ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

ENSAYO EN CAMPO

FOTOGRAFÍA



DESCRIPCIÓN

Perforación en el lugar de implantación de la edificación de dos pisos diseñada en el presente trabajo de investigación.



ESPECIFICACIONES

Mallas estándar

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO Ø Longitud = Ø Transversal mm	SEPARACIÓN SL Longitudinal = ST Transversal cm	SECCIÓN ACERO As/m As L = As T mm ² /m	PESO	
				Kg / Plancha	Kg / m ²
U-110	3,75	10	110	25,91	1,73
U-106 *	4,5	15	106	25,07	1,67
U-177	4,75	10	177	41,57	2,77
U-173 *	5,75	15	173	40,93	2,73
U-196	5	10	196	46,06	3,07
U-205 *	6,25	15	205	48,36	3,22
U-238	5,5	10	238	55,73	3,72
U-239 *	6,75	15	239	56,41	3,76
U-335 *	8	15	335	79,23	5,28
U-524 *	10	15	524	123,80	8,25
U-65	3,75	20	55	13,16	0,88
U-71	4,25	20	71	16,91	1,13
U-89	4,75	20	89	21,12	1,41
U-108	5,25	20	108	25,80	1,72
U-131	5	15	131	30,95	2,06
U-158	5,5	15	158	37,45	2,50
U-221	7,5	20	221	52,65	3,51
U-284	8,5	20	284	67,62	4,51
U-354 *	9,5	20	354	84,47	5,63
U-433 *	10,5	20	433	103,18	6,88
U-44	3,75	25	44	10,62	0,71

Dimensiones mallas estándar

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

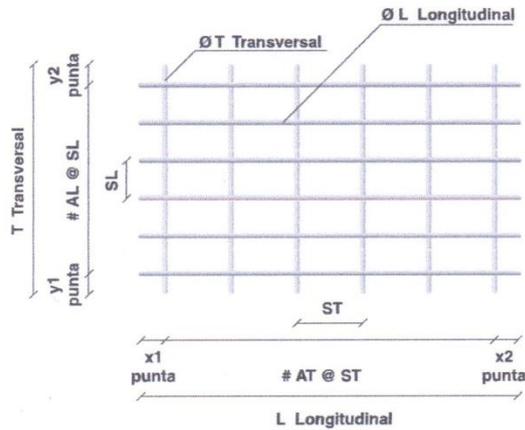
* Mallas fabricadas bajo pedido

fy min = 6000 kg/cm²

Si SL = ST = 10cm ; X1 = X2 = 7,5cm y Y1 = Y2 = 5cm

Si SL = ST = 15cm ; X1 = X2 = 5,0cm y Y1 = Y2 = 7,5cm

Notación de mallas Armex® Ultra



Nomenclatura:

T: Ancho de la plancha (m).

L: Longitud de la plancha (m)

Y1, Y2 : Puntas transversales (cm)

X1, X2: Puntas longitudinales (cm)

SL: Espaciamiento de las varillas longitudinales o largas (cm)

ST: Espaciamiento de las varillas transversales o cortas (cm)

#AL @ SL: Número de varillas longitudinales

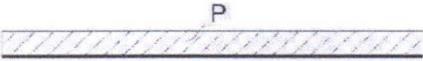
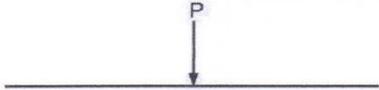
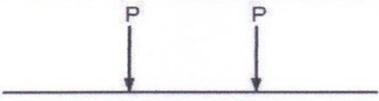
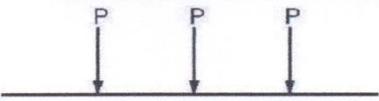
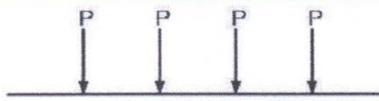
#AT @ ST: Número de varillas transversales

ØT: Diámetro de la varilla transversal (mm)

ØL: Diámetro de la varilla longitudinal (mm)

Observación: X1, X2, Y1, Y2, son puntas con longitud mínima de 2.5 cm

DIAGRAMA DE VIGAS Y FORMULAS
TABLA DE CARGAS CONCENTRADAS EQUIVALENTES

CASO	TIPO DE CARGA	COEFICIENTE	ARTICULADA ARTICULADA	EMPOTRADA EMPOTRADA	EMPOTRADA LIBRE
1		a	0.1250	0.0417	0.0000
		b	0.0000	0.0833	0.5000
		c	0.5000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	0.5000	1.0000
		e	0.0130	0.0026	0.1250
2		a	0.2500	0.1250	0.0000
		b	0.0000	0.1250	0.0000
		c	0.5000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	0.5000	0.0000
		e	0.0208	0.0052	0.0000
3		a	0.3333	0.1111	0.0000
		b	0.0000	0.2222	0.0000
		c	1.0000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	1.0000	0.0000
		e	0.0355	0.0077	0.0000
4		a	0.5000	0.1875	0.0000
		b	0.0000	0.3125	0.0000
		c	1.5000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	1.5000	0.0000
		e	0.0495	0.0104	0.0000
5		a	0.6000	0.2000	0.0000
		b	0.0000	0.4000	0.0000
		c	2.0000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	2.0000	0.0000
		e	0.0630	0.0130	0.0000
6		a	0.0000	0.0000	0.0000
		b	0.0000	0.0000	1.0000
		c	0.0000	0.0000	0.0000
		d	0.0000	0.0000	1.0000
		e	0.0000	0.0000	0.3333

NOMENCLATURA Y FÓRMULAS

Máximo momento positivo (kg.m) = a.P.L
 Máximo momento negativo (kg.m) = b.P.L
 Reacción en la articulación (kg) = c.P
 Reacción en el empotramiento (kg) = d.P
 Máxima deflexión (cm) = e.P.l³/E.I
 Carga distribuida

P (kg)
 L (m)
 l (cm)
 I (cm⁴)
 E (kg/cm²)
 q (kg/m)

Nota: Para el caso 1, P = q.L

Esfuerzo Crítico Disponible para Miembros a Compresión

KL/r	Fy = 2531 kg/cm ²		Fy = 3515 kg/cm ²		Fy = 2531 kg/cm ²		Fy = 3515 kg/cm ²				
	Fcr/Ω	φFcr	Fcr/Ω	φFcr	Fcr/Ω	φFcr	Fcr/Ω	φFcr			
	kg/cm ²	kg/cm ²									
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD			
1	1516	2278	1	2105	3164	51	1327	1994	51	1750	2630
2	1515	2277	2	2104	3163	52	1320	1984	52	1737	2611
3	1515	2277	3	2104	3162	53	1313	1973	53	1724	2592
4	1514	2276	4	2103	3160	54	1306	1963	54	1711	2572
5	1514	2275	5	2101	3158	55	1298	1952	55	1698	2552
6	1513	2274	6	2100	3156	56	1291	1941	56	1685	2532
7	1512	2272	7	2098	3153	57	1284	1929	57	1671	2512
8	1511	2271	8	2095	3149	58	1276	1918	58	1658	2492
9	1509	2269	9	2093	3146	59	1269	1907	59	1644	2471
10	1508	2266	10	2090	3141	60	1261	1895	60	1630	2450
11	1506	2264	11	2087	3137	61	1253	1883	61	1616	2429
12	1504	2261	12	2084	3132	62	1245	1872	62	1602	2408
13	1503	2258	13	2080	3126	63	1237	1860	63	1588	2387
14	1500	2255	14	2076	3120	64	1229	1848	64	1574	2366
15	1498	2252	15	2072	3114	65	1221	1836	65	1560	2344
16	1496	2248	16	2067	3107	66	1213	1823	66	1545	2322
17	1493	2245	17	2062	3100	67	1205	1811	67	1531	2300
18	1491	2241	18	2057	3092	68	1197	1798	68	1516	2279
19	1488	2236	19	2052	3084	69	1188	1786	69	1501	2256
20	1485	2232	20	2046	3075	70	1180	1773	70	1487	2234
21	1482	2227	21	2040	3066	71	1171	1761	71	1472	2212
22	1479	2222	22	2034	3057	72	1163	1748	72	1457	2190
23	1475	2217	23	2027	3047	73	1154	1735	73	1442	2167
24	1472	2212	24	2021	3037	74	1146	1722	74	1427	2145
25	1468	2206	25	2014	3027	75	1137	1709	75	1412	2122
26	1464	2201	26	2006	3016	76	1128	1696	76	1397	2100
27	1460	2195	27	1999	3004	77	1119	1682	77	1382	2077
28	1456	2188	28	1991	2993	78	1111	1669	78	1367	2054
29	1452	2182	29	1983	2980	79	1102	1656	79	1352	2031
30	1447	2176	30	1975	2968	80	1093	1642	80	1336	2009
31	1443	2169	31	1966	2955	81	1084	1629	81	1321	1986
32	1438	2162	32	1957	2942	82	1075	1615	82	1306	1963
33	1434	2155	33	1948	2928	83	1066	1602	83	1291	1940
34	1429	2147	34	1939	2915	84	1057	1588	84	1276	1917
35	1424	2140	35	1930	2900	85	1048	1575	85	1260	1894
36	1418	2132	36	1920	2886	86	1039	1561	86	1245	1871
37	1413	2124	37	1910	2871	87	1029	1547	87	1230	1849
38	1408	2116	38	1900	2856	88	1020	1533	88	1215	1826
39	1402	2108	39	1890	2840	89	1011	1520	89	1200	1803
40	1397	2099	40	1879	2824	90	1002	1506	90	1184	1780
41	1391	2090	41	1868	2808	91	993	1492	91	1169	1758
42	1385	2082	42	1857	2791	92	983	1478	92	1154	1735
43	1379	2073	43	1846	2775	93	974	1464	93	1139	1712
44	1373	2063	44	1835	2758	94	965	1450	94	1124	1690
45	1367	2054	45	1823	2740	95	956	1436	95	1109	1667
46	1360	2044	46	1811	2723	96	946	1422	96	1094	1645
47	1354	2035	47	1799	2705	97	937	1408	97	1079	1622
48	1347	2025	48	1787	2686	98	928	1394	98	1065	1600
49	1341	2015	49	1775	2668	99	918	1380	99	1050	1578
50	1334	2005	50	1763	2649	100	909	1366	100	1035	1556

ASD	LRFD
Ω = 1.67	φ = 0.90

Interpolación de datos: $Y = Y_1 + (X - X_1) \frac{(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)}$

Elaborado por: Ing. Kléber Jaramillo G.



ESCALERA

ANÁLISIS DE CARGAS PARA LA GRADA			
PROPIEDADES DEL ACERO A-36			
Fy=	2531	kg/cm2	
E=	2100000	kg/cm2	
Análisis de Carga			
Loseta de concreto	120	kg/m2	Loseta de concreto de 5 cm de espesor
Peso propio viga	20	kg/m2	Asumido
Piso de Baldosa	20	kg/m2	NEC-SE-CG Carga Muerta
Macillado	44	kg/m2	
Total carga muerta	204	kg/m2	
Carga viva (L)			
Uso(unifamiliar y bifamiliar):			
Viviendas	200	kg/m2	NEC (2015) Cargas no Sísmicas
Cargas Totales			
D	204	kg/m2	
L	200	kg/m2	
Cada tramo de la escalera está soportado por dos vigas. En cada viga actúa una carga factorizada:			
a=	1.2	m	ancho de la escalera
D=	204	kg/m2	} qu= 338.88 kg/m
L=	200	kg/m2	
$qu = (1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L) \cdot a / 2$			
$Mu = \frac{wL^2}{12}$			
Long=	3.65	m	
Mu=	376.23	kg m	
Se procede a calcular el módulo plástico requerido de la sección Zx, suponiendo que la viga es compacta:			
$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\phi f_y}$			
Zx=	16.52	cm3	
PROPIEDADES CORREA 150X50X15X3			
Ag=	14.41	cm2	<p>Sección cajón</p>
w=	11.31	kg/m	
Ix=	460.71	cm4	
Sx=	61.43	cm3	
rx=	5.65	cm	
Zx=	73.48	cm3	
Iy=	247.71	cm4	
Sy=	49.54	cm3	
ry=	4.15	cm	
Zy=	55.76	cm3	
$L_b \leq L_p \quad L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
Lb=	162.50	cm	
Lp=	210.39	cm	
CUMPLE			
Para evitar el pandeo lateral torsional en las vigas se debe colocar arriostros laterales entre las vigas longitudinales, en este caso se puede evitar el efecto por medio de los ángulo L50X50X5 colocados para fundir la huella.			
bf=	5	cm	
tf=	0.3	cm	
b/tf	8.33	cm	
λ hd	8.64	AISC 341-10	
COMPACTA			
Verificación del peso propio de los perfiles			
w'=	13.572	kg/m	Es menor al valor adoptado - CUMPLE



**PLANO
ARQUITECTÓNICO**



**PLANOS ESTRUCTURA DE ACERO
(OPCIÓN 1- COLUMNAS Y VIGAS DE
ACERO)**



**PLANOS ESTRUCTURA COMPUESTA
(OPCIÓN 2- COLUMNAS RELLENAS DE
CONCRETO Y VIGAS DE ACERO
INCLUYE CONECTORES)**