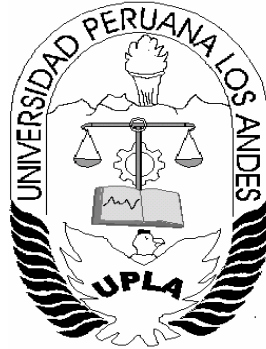


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE CONCRETO
ARMADO Y ESTRUCTURAS DE ACERO EN EL DISEÑO DE UN
EDIFICIO**

TESIS PRESENTADO POR:

Bach. CARLOS MARTÍN CRUZ CASTRO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2018

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

DR. CASIO AURELIO, TORRES LÓPEZ
PRESIDENTE

ING. JUAN JOSÉ BULLON ROSAS
JURADO

ING. RANDOLPHI PORRAS DOLORIER
JURADO

ING. CARLOS ALBERTO JESÚS SEDANO
JURADO

MG. MIGUEL ANGEL, CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

ASESOR TEMÁTICO

ING. ALCIDES LUIS BRAÑEZ FABIAN

ASESOR METODOLÓGICO

MG. PEDRO HUGO BALVIN RAMOS

DEDICATORIA

A mi madre Zoila, por lo valores que me inculco
para mi desarrollo personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Peruana Los Andes por mi formación profesional, moral y ética en la carrera profesional de Ingeniería Civil.

Al rector de la Facultad de Ingeniería por su excelente y gran administración, donde me permitieron alcanzar mi objetivo.

Para mis consejeros, por su gran lección y apoyo en el punto culminante de mi tesis, siempre fui dirigido al significado de la investigación.

A los docentes de la Facultad de Ingeniería, especialmente de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, que siempre me orientaron e incentivaron a avanzar con el logro de mis objetivos, alimentándome con sus conocimientos, experiencias, historias y vivencias que motivaron con el deseo de continuar la carrera de Ingeniería Civil con satisfacción para completarla.

El Autor.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	xxiv
ABSTRACT	xxv
INTRODUCCIÓN	xxvi
CAPÍTULO I	1
EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Formulación y sistematización del problema.....	4
1.2.1. Problema General	4
1.2.2. Problemas específicos.....	4
1.3. Justificación.....	5
1.3.1. Social o Práctica:.....	5
1.3.2. Científica o Teórica:.....	5
1.3.3. Metodológica:	5
1.4. Delimitaciones.....	6
1.4.1. Espacial	6
1.4.2. Temporal	7
1.5. Limitaciones	8
1.5.1. Limitaciones económicas:.....	8
1.5.2. Limitaciones tecnológicas.....	8
1.5.3. Limitaciones de antecedentes.	8
1.6. Objetivos	8
1.6.1. Objetivo general	8
1.6.2. Objetivos específicos.....	8
CAPITULO II	10
MARCO TEORICO.....	10
2.1. Antecedentes	10
2.1.1. Nacionales.....	10
2.1.2. Internacionales	12

2.2.	Marco conceptual.....	15
2.2.1.	Estructuración.....	15
2.2.2.	Predimensionamiento de elementos de concreto armado.....	17
2.2.3.	Análisis por cargas verticales	18
2.2.4.	Análisis Sísmico.....	18
2.2.5.	Fundamentos de diseño de concreto armado	20
2.2.6.	Fundamentos de diseño de acero estructural.....	27
2.2.7.	Diseño de Cimentación.....	53
2.2.8.	Metrados.....	57
2.2.9.	Costos y presupuestos de construcción	57
2.4.	Definición de términos.....	62
2.5.	Hipótesis	65
2.5.1.	Hipótesis General	65
2.5.2.	Hipótesis Específicas.....	65
2.6.	Variables	65
2.5.1.	Definición conceptual de las variables.....	65
2.5.2.	Definición operacional de la variable	66
2.5.3.	Operacionalización de la variable	67
CAPITULO III		69
METODOLOGÍA		69
3.1.	Método de Investigación:	69
3.1.1.	Método general:.....	69
3.2.	Tipo de Investigación:	70
3.3.	Nivel de Investigación:	70
3.4.	Diseño de Investigación:	71
3.5.	Población de la Muestra.....	72
3.5.1.	Población:.....	72
3.5.2.	Muestra:.....	72
3.5.3.	Método de muestreo:.....	72
3.6.	Técnicas de recolección de datos	73
3.7.	Procesamiento de los datos	75
3.7.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales	75

3.7.2.	Metrado de cargas.....	75
3.7.3.	Reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.)	75
3.7.4.	Análisis y evaluación de la infraestructura con el programa SAP, ETABS y SAFE.	76
CAPITULO IV	77
RESULTADOS	77
4.1.	Características principales	77
4.2.	Diseño del edificio en concreto armado	86
4.2.1.	Estructuración.....	87
4.2.2.	Elementos Estructurales.....	90
4.2.3.	Predimensionamiento de estructuras de concreto armado.....	90
4.2.4.	Metrado de cargas.....	98
4.2.5.	Análisis Sísmico.....	117
4.2.6.	Análisis estructural por cargas de gravedad.....	141
4.2.7.	Diseño de concreto armado.....	158
4.2.8.	Diseño de cimentación	209
4.3.	Diseño del Edificio en Acero Estructural	213
4.3.1.	Cargas de diseño	213
4.3.2.	Métodos de diseño	214
4.3.3.	Materiales empleados.....	214
4.3.4.	Estructuración.....	215
4.3.5.	Predimensionamiento	220
4.3.7.	Metrado de cargas.....	232
4.3.8.	Modelación y análisis estructural.....	242
4.3.9.	Análisis Sísmico.....	261
4.3.10.	Diseño de acero estructural.....	268
4.3.11.	Diseño de cimentaciones.....	340
4.4.	Análisis Económico Estructura De Concreto.....	346
4.4.1.	Metrados.....	346
4.4.2.	Presupuesto	347
4.4.3.	Análisis De Costos Unitarios	347
4.4.4.	Programación De Obra.....	347
4.5.	Análisis Económico Estructura De Acero	347

4.5.1. Metrados.....	347
4.5.2. Presupuesto	348
4.5.3. Analisis de costos unitarios	348
4.5.4. Programacion de obra	348
CAPITULO V	349
DISCUSION DE RESULTADOS	349
5.1. Discusion de resultados del objetivo general	349
5.2. Discusion de resultados del objetivo especifico 01	351
5.2.1. Predimensionamiento	351
5.2.2. Metrado de cargas por gravedad.....	354
5.2.3. Diseño Estructural	355
5.3. Discusion de resultados del objetivo especifico 02	367
5.3.1. Analisis Sismico por el metodo dinamico.....	367
5.4. Discusion de resultados del objetivo especifico 03	376
5.4.1. Diseño de cimentaciones.....	377
5.5. Discusion de resultados del objetivo especifico 04	378
5.5.1. Costos, Presupuestos y Programación de Obra.....	378
5.6. Discusion de resultados del objetivo especifico 05	380
5.6.1. Ventajas y Desventajas	380
5.6.2. Relaciones del Diseño de un Edificio y Sistemas Estructurales.	382
CONCLUSIONES.....	384
RECOMENDACIONES	386
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	387
ANEXOS	390

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Centro de Convenciones de Lima	2
Figura 2 Vista del Módulo con Estructura Metálica Compuesta del Hospital El Carmen	4
Figura 3 Localización del Estudio.....	6
Figura 4 Ubicación del Proyecto	7
Figura 5 Vista del Terreno Destinado a Departamentos	7
Figura 6 Modelo de esfuerzo deformación propuesto para el concreto	22
Figura 7 Diagrama de Interacción	24
Figura 8 Componentes de una losa	25
Figura 9 Detalle de una losa aligerada.....	25
Figura 10 Estructura de Acero	30
Figura 11 Diseño Arquitectónico con Estructura de Acero	30
Figura 12 Pórticos con Estructura de Acero.....	31
Figura 13 Efectos de Pandeo en una Estructura de Acero	33
Figura 14 Detalle de Losa Colaborante.....	37
Figura 15 Caracterización del incremento de desplazamiento en la curva envolvente	43
Figura 16 Diagrama de fuerza cortante, diagrama de momento flector y deflexión de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W).....	46
Figura 17 Tipos de flexión que se presentan en una viga de acero de patín ancho (perfil I o W).....	47
Figura 18 Diferentes secciones de acero utilizadas como vigas	48
Figura 19 Diferentes secciones de acero utilizadas como columnas	49
Figura 20 Deformación de una columna sometida flexocompresion	50
Figura 21 Diferentes secciones de acero utilizadas como miembros en tensión	51
Figura 22 Vigas de Acero con Losa Colaborante.....	52
Figura 23 Cargas Actuactes en Zapatas Aisladas	54
Figura 24 Teoría del Punzonamiento	54
Figura 25 Fuerza Cortante en Zapatas	55
Figura 26 Zapata Aislada	56

Figura 27 Detalle de placas base y pernos de anclaje para anclar columnas de acero a la cimentación	57
Figura 28 Arquitectura de la planta del 1er piso del edificio	79
Figura 29 Arquitectura típica de la planta del 2do al 5to piso del edificio	80
Figura 30 Arquitectura de la elevación frontal del edificio	81
Figura 31 Arquitectura de la elevación lateral del edificio	82
Figura 32 Arquitectura Vistas 3d del edificio	83
Figura 33 Arquitectura Vistas 3d del edificio	83
Figura 34 Planta tipo edificación en concreto armado.....	84
Figura 35 Planta tipo edificación en acero estructural.....	85
Figura 36 Estructuración del edificio.	89
Figura 37 Dimensiones de la losa aligerada en elevación	91
Figura 38 Paño de losa maciza con las dimensiones más críticas	94
Figura 39 Planta del nivel 1 indicando la dirección del aligerado	99
Figura 40 Modelo de aligerado con cargas puntuales: muerta y viva	100
Figura 41 Planta de arquitectura del nivel 3.	101
Figura 42 Modelo de aligerado con carga muerta y viva.....	102
Figura 43 Planta de arquitectura de la azotea.....	103
Figura 44 Modelo de aligerado con carga muerta y viva.....	104
Figura 45 Planta del nivel 4 indicando viga chata V-6 y viga peraltada V-28.....	105
Figura 46 Modelo de viga chata VCH-202 con carga muerta y viva.	106
Figura 47 Área tributaria de la viga VP-203.	107
Figura 48 Metrado de doble vigueta.....	109
Figura 49 Reacciones de la doble vigueta	109
Figura 50 Modelo de viga peraltada VP-203.	110
Figura 51 Planta de la estructura de vigas en el Primer Aliegerado.....	111
Figura 52 Planta de la estructura de vigas Aligerado típico.	112
Figura 53 Planta de la estructura de vigas en el Aligerado de la Azotea.	113
Figura 54 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Primer Piso	114
Figura 55 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – 2 al 5 Piso.	115
Figura 56 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Azotea.....	116
Figura 57 Vista 3D del modelo estructural.	122
Figura 58 Modelo bidimensional del edificio en X-X.....	125

Figura 59 Modelo bidimensional del edificio en Y-Y	127
Figura 60 Espectro de aceleraciones espectrales de diseño	131
Figura 61 Modelo geométrico del edificio en ETABS	132
Figura 62 Desplazamientos del centro de masa para la dirección X-X del edificio	138
Figura 63 Desplazamientos del centro de masa para la dirección Y-Y del edificio	139
Figura 64 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa AB.....	144
Figura 65 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa BC.....	146
Figura 66 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa CD	147
Figura 67 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa DE.....	149
Figura 68 Losa en dos direcciones sobre apoyos de borde simples: (a) flexión de la franja central de la losa, (b) modelo reticular de la losa.	150
Figura 69 Ubicación de longitudes y franjas para el método de coeficiente.....	151
Figura 70 Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección y	152
Figura 71 Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección x.....	153
Figura 72 Modelo simplificado para el análisis por cargas verticales.....	153
Figura 73 DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo	154
Figura 74 Momentos críticos por tramos	155
Figura 75 Momentos críticos por tramos	155
Figura 76 Momentos críticos por tramos	156
Figura 77 Área tributaria de C10	156
Figura 78 Sección del aligerado convencional elegido.....	159
Figura 79 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2	159
Figura 80 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5	160
Figura 81 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 2-5	160
Figura 82 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 1-2	161
Figura 83 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2	166

Figura 84 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5	167
Figura 85 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 2-5	167
Figura 86 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 1-2	167
Figura 87 Corte de fierro en losas y vigas.....	169
Figura 88 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 1-2.....	172
Figura 89 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 2-3.....	173
Figura 90 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 3-4.....	173
Figura 91 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 4-5.....	174
Figura 92 Diagrama de Momento Flector en la dirección XX para la losa maciza .	175
Figura 93 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección XX para la losa maciza ..	175
Figura 94 Diagrama de Momento Flector en la dirección YY para la losa maciza .	176
Figura 95 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección YY para la losa maciza ..	176
Figura 96 Distribución del refuerzo para la losa maciza.....	181
Figura 97 Diagrama de Fuerza Cortante para la Viga VP-102 por Cargas Últimas	182
Figura 98 Diagrama de Momento Flector para la Viga VP-102 por Cargas Últimas	182
Figura 99 Acero colocado en la viga VP-102.	186
Figura 100 Diagrama de fuerza cortante de viga VP-102 (Cargas de gravedad)...	187
Figura 101 Diagrama de fuerza cortante de viga VP-102 (Cargas de sismo).	187
Figura 102 Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema de muros estructurales o dual tipo I.	190
Figura 103 Tramo 1 de la viga VP-102.....	191
Figura 104 Consideraciones para el corte de acero.....	193
Figura 105 Empalmes traslapados.....	194
Figura 106 Área efectiva de concreto en tracción Act.	196
Figura 107 Presentación del diseño de la viga VP-102.....	197
Figura 108 Distribución inicial de acero para la columna COL 10.....	202
Figura 109 Diagrama de interacción para la columna COL 10 con los puntos (M_u , P_u) ubicados	203

Figura 110 Diagrama de interacción para la columna COL 10 con los puntos (Mu, Mu) ubicados.....	203
Figura 111 Superficie de interacción para la columna COL 10	204
Figura 112 Requerimientos de estribos en columnas	204
Figura 113 Fuerza cortante de diseño en columnas	205
Figura 114 Detalle de columna con estribos.	208
Figura 115 Empalmes traslapados.....	209
Figura 116 Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 10	213
Figura 117 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas	217
Figura 118 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas	218
Figura 119 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas	219
Figura 120 Distribución de cargas sobre vigas	223
Figura 121 Valores de K (longitud efectiva de la columna)	227
Figura 122 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Primer Piso ..	238
Figura 123 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – 2 al 5 Piso. ...	239
Figura 124 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Azotea.....	240
Figura 125 detalle de seccion de losa colaborante y momento flector (Ic de los ejes 1-4).....	243
Figura 126 detalle de fuerza cortante (Ic de los ejes 1-4).....	243
Figura 127 detalle de seccion de losa colaborante y momento flector (Ic de los ejes 4-5).....	244
Figura 128 detalle de fuerza cortante (Ic de los ejes 4-5).....	244
Figura 129 Idealización de viguetas simplemente apoyadas para el proyecto.....	245
Figura 130 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS	247
Figura 131 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales	247
Figura 132 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales	248
Figura 133 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales	248
Figura 134 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales	249
Figura 135 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados	249
Figura 136 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados	250

Figura 137 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados	250
Figura 138 Vista de Pórticos con Arriostres sin Columnas Zipper	260
Figura 139 Desplazamientos del centro de masa para la dirección X-X del edificio	266
Figura 140 Desplazamientos del centro de masa para la dirección Y-Y del edificio	266
Figura 141 Corte A-A de la planta de losa	268
Figura 142 Placa colaborante acero Deck AD-600	269
Figura 143 Vista de Momentos por carga muerta en ETABS.....	292
Figura 144 Vista de Momentos por carga viva en ETABS	292
Figura 145 Vista de Momentos por carga muerta en ETABS.....	294
Figura 146 Vista de Momentos por carga viva en ETABS	294
Figura 147 Vista de Fuerza Cortante por carga muerta en ETABS	296
Figura 148 Vista de Fuerza Cortante por carga viva en ETABS	296
Figura 149 Vista de Fuerza Cortante por carga muerta en ETABS	297
Figura 150 Vista de Fuerza Cortante por carga viva en ETABS	297
Figura 151 Símbolos para el diseño de la conexión.....	319
Figura 152 Diagrama de Fuerzas para la cartela	320
Figura 153 Diagrama de fuerzas en la columna.....	320
Figura 154 Diagrama de fuerzas en la viga.....	321
Figura 155 Distribución de fuerzas.....	321
Figura 156 Forma de la conexión.....	328
Figura 157 Fierros y estribos en una sección típica del pedestal de concreto	341
Figura 158 Diagrama de interacción de columnas en el eje X-X.....	341
Figura 159 Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 10346	
Figura 160 vista de planta y 3d del edificio diseñado de concreto armado con su predimensionamiento	352
Figura 161 vistas laterales del edificio diseñado de concreto armado con su predimensionamiento	353
Figura 162 vista de planta y 3d del edificio diseñado de acero estructural con su predimensionamiento	353

Figura 163 vistas laterales del edificio diseñado de acero estructural con su predimensionamiento	354
Figura 164 graduacion de cargas acumuladas por tipo.....	355
Figura 165 secciones definitivas en el diseño de concreto armado	356
Figura 166 secciones definitivas en el diseño de concreto armado	356
Figura 167 secciones definitivas en el diseño de acero estructural	357
Figura 168 secciones definitivas en el diseño de acero estructural	357
Figura 169 valores de columna de diseño en concreto armado	358
Figura 170 valores de columna de diseño en acero estructural	358
Figura 171 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	359
Figura 172 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL.....	360
Figura 173 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	361
Figura 174 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL.....	361
Figura 175 vista de diagramas de momentos en diseño de concreto armado	362
Figura 176 vista de diagramas de fuerza cortante en diseño de concreto armado	363
Figura 177 vista de diagramas de momentos en diseño de acero estructural	363
Figura 178 vista de diagramas de fuerza cortante en diseño de acero estructural	364
Figura 179 vista de diafragmas de fuerza maxima y momentos maximos en diseño de concreto armado	364
Figura 180 : vista de diafragmas de fuerza cortante maxima en diseño de concreto armado	365
Figura 181 vista de diafragmas de fuerza maxima y momentos maximos en diseño de acero estructural.....	366
Figura 182 vista de diafragmas de fuerza cortante maxima en diseño de acero estructural	366
Figura 183 graduacion de desplazamientos maximos por eje en sistema de concreto armado	368
Figura 184 vista de los desplazamientos en lo ejes x y y en el sistema de concreto armado	368

Figura 185 Vista de Desplazamientos por Periodos	369
Figura 186 Vista de Desplazamientos por Periodos	369
Figura 187 Vista de Desplazamientos por Periodos	370
Figura 188 vista fuerzas cortantes incidentes en el edificio	371
Figura 189 graduacion de desplazamientos maximos por eje en sistema de acero estructural	372
Figura 190 vista de los desplazamientos en lo ejes x y y en el sistema de acero estructural	372
Figura 191 Vista de desplazamientos por periodos	373
Figura 192 Vistas de desplazamientos por periodos.....	373
Figura 193 vista fuerzas cortantes incidentes en el edificio	374
Figura 194 vista de deformaciones en comentaciones en diseño de concreto armado	377
Figura 195 vista de deformaciones en comentaciones en diseño de acero estructural	378

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Efectos en el acero de los elementos de aleación mas comunes	28
Tabla 2 Especificaciones aplicables del ASTM a diversos perfiles estructurales	35
Tabla 3 Componentes y uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM	36
Tabla 4 Clasificación de sistemas estructurales según ANSI/ AISC 341-10	38
Tabla 5 Matriz de operacionalización de variables.....	67
Tabla 6 Técnicas de Recolección de Datos	73
Tabla 7 Descripción del proyecto	77
Tabla 8 Características de los materiales empleados.....	86
Tabla 9 Factores de reducción de la Norma Peruana	86
Tabla 10 Criterios para una buena estructuración	87
Tabla 11 Categoría de las edificaciones	88
Tabla 12 Espesores típicos de aligerados y luces máximas	91
Tabla 13 Cálculo del c.g.y	92
Tabla 14 Distancia del c.g. de cada elemento al c.g. de toda la sección.	92
Tabla 15 Espesores de losas macizas recomendables.....	93
Tabla 16 Luz libre “ln” más desfavorable para cada eje.....	96
Tabla 17 Predimensionamiento de columna C10.....	96
Tabla 18 Predimensionamiento de columna C1 por pandeo.....	97
Tabla 19 Cargas de Diseño.....	98
Tabla 20 Metrado de losa aligerada 01.	100
Tabla 21 Metrado de losa aligerada 02	102
Tabla 22 Metrado de losa aligerada azotea.	104
Tabla 23 Metrado de losa maciza	105
Tabla 24 Metrado de viga VCH-202.....	106
Tabla 25 Metrado de viga VP-203 Tramo 1.	107
Tabla 26 Metrado de Carga Puntual Doble Vigüeta.....	108
Tabla 27 Metrado de Doble Vigüeta.....	108
Tabla 28 Metrado de viga VP-203 Tramo 2.	109
Tabla 29 Metrado de viga VP-203 Tramo 3.	110
Tabla 30 Cálculo de las cargas acumuladas en servicio.....	116

Tabla 31 Irregularidades de la edificación analizada en altura.....	118
Tabla 32 Irregularidades de la edificación analizada en planta.....	120
Tabla 33 Parámetros de sismo.	122
Tabla 34 Datos generales del edificio	123
Tabla 35 Cálculo de derivas para la dirección X-X.....	126
Tabla 36 Dimensiones y esfuerzos en los Diafragmas en X-X.....	126
Tabla 37 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y.....	127
Tabla 38 Dimensiones y esfuerzos en los Diafragmas en Y-Y.....	128
Tabla 39 Peso Sismico.....	128
Tabla 40 Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30	129
Tabla 41 Valores de aceleración espectral Programa: EMD ESPECTROS E030 .	129
Tabla 42 Comparación entre el peso estimado y el calculado	132
Tabla 43 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel.....	133
Tabla 44 Cálculo de derivas para la dirección X-X.....	134
Tabla 45 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y.....	134
Tabla 46 Comparación de derivas obtenidas del modelo bidimensional y tridimensional	134
Tabla 47 Modos y masa participativa del modelo final del edificio	135
Tabla 48 Factor de escala para ambas direcciones de análisis	136
Tabla 49 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje X-X	137
Tabla 50 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje Y-Y	137
Tabla 51 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones	139
Tabla 52 Cortantes en Base de Columnas en la Dirección X-X	140
Tabla 53 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y	140
Tabla 54 Limitaciones para utilizar el método de coeficientes	141
Tabla 55 Cargas Actuantes.....	142
Tabla 56 Limitaciones para utilizar el método de coeficientes	149
Tabla 57 Metrado de cargas axiales para la columna C10	157
Tabla 58 Momentos de carga vertical en las columnas según el modelo en ETABS	158
Tabla 59 Deflexiones máximas admisibles	172
Tabla 60 Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 1 y 2).	182

Tabla 61 Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 3).....	183
Tabla 62 Cálculo de acero requerido (Tramo 1 y 2).....	183
Tabla 63 Cálculo de acero requerido (Tramo 3).....	184
Tabla 64 Corrección de acero requerido (Acero mínimo) (Tramo 1 y 2).	185
Tabla 65 Corrección de acero requerido (Acero mínimo) (Tramo 3).....	185
Tabla 66 Cálculo de la resistencia a momento para la viga VP-102.	187
Tabla 67 Cálculo de combinaciones y envolvente de Vu.	188
Tabla 68 Cálculo de espaciamiento de estribos s	189
Tabla 69 Amplificación de cortantes Vu según el Capítulo 21 de la Norma E.060.	191
Tabla 70 Espaciamiento de estribos según el Capítulo 21 de la Norma E.060.	192
Tabla 71 Longitudes de anclaje en tracción	193
Tabla 72 Tabla de valores de longitud de empalme.....	195
Tabla 73 Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección X-X.	198
Tabla 74 Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección Y-Y.	198
Tabla 75 Cargas y momentos de la columna C10	201
Tabla 76 Cargas y momentos últimos en columna C10.....	201
Tabla 77 Cargas de diseño y acero a colocar	202
Tabla 78 Momentos nominales en nudos.....	205
Tabla 79 Amplificación de cortantes según la Norma E.060.	206
Tabla 80 Cargas del análisis para la zapata	209
Tabla 81 Sistema estructural de acero a utilizar en el proyecto	216
Tabla 82 Espesores de losa para placa colaborante AD-900, según calibre gage, luz libre (ml) y sobrecargas admisibles (kg/m ²).....	220
Tabla 83 Características para placa colaborante AD-900, gage 22 y altura de losa (T = 10 cm).....	221
Tabla 84 Predimensionamiento de viguetas para el proyecto del Primer al Quinto Piso	222
Tabla 85 Predimensionamiento de vigas de pórtico en X para el proyecto.....	224
Tabla 86 Predimensionamiento de vigas de pórtico en Y para el proyecto.....	225
Tabla 87 Cargas obtenidas del análisis para la columna a diseñar	229
Tabla 88 Predimensionamiento de columnas para el proyecto.....	231
Tabla 89 Predimensionamiento de arriostres o contraventeos	231

Tabla 90 Metrado por cargas de gravedad para la losa con placa colaborante del 1º al 5º piso LC-8.....	232
Tabla 91 Metrado por cargas de gravedad para la vigueta antes que el concreto haya endurecido.....	234
Tabla 92 Metrado por cargas de gravedad para la vigueta después del concreto endurecido	235
Tabla 93 Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en X.....	236
Tabla 94 Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en Y.....	237
Tabla 95 Cálculo de las cargas acumuladas en servicio.....	240
Tabla 96 Pesos de los niveles del edificio.....	255
Tabla 97 Parámetros de sismo.	255
Tabla 98 Fuerza cortante por piso en la dirección X-X Y Y-Y	256
Tabla 99 Excentricidades en cada dirección	257
Tabla 100 Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección X-X.....	258
Tabla 101 Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección Y-Y	258
Tabla 102 Fuerzas cortantes en cada piso	259
Tabla 103 Pesos de los niveles del edificio con ETABS	262
Tabla 104 Parámetros de sismo	263
Tabla 105 Modos y masa participativa del modelo final del edificio.....	263
Tabla 106 Factor de escala para ambas direcciones de análisis	264
Tabla 107 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje X-X	265
Tabla 108 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje Y-Y	265
Tabla 109 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones	267
Tabla 110 Cortantes en Base de Columnas en la Dirección X-X.....	267
Tabla 111 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y	267
Tabla 112 Propiedades del perfil definitivo de la vigueta para diseño.....	284
Tabla 113 Diseño de viguetas para el proyecto del Primer al Quinto Piso.....	290
Tabla 114 Propiedades del perfil definitivo de la VIGA DE PÓRTICO EN X DEL 1ER Y 5to PISO: V44 – EJE AB para diseño.....	291

Tabla 115 Propiedades del perfil definitivo de la VIGA DE PÓRTICO EN Y DEL 1ER Y 5to PISO: VBB – EJE 34 para diseño	293
Tabla 116 Diseño de vigas de pórtico en X para el proyecto	299
Tabla 117 Diseño de vigas de pórtico en Y para el proyecto	300
Tabla 118 Propiedades del perfil definitivo de la columna para diseño	301
Tabla 119 Cargas y momentos en las columnas	302
Tabla 120 Cargas y Momentos últimos en las columnas	303
Tabla 121 Cargas y momentos en las columnas	310
Tabla 122 Cargas y Momentos últimos en las columnas	311
Tabla 123 Diseño de columnas para el proyecto	314
Tabla 124 Propiedades del perfil definitivo del arriostre para diseño	315
Tabla 125 Diseño de arriostres o contraventeos	317
Tabla 126 Resistencia del diseño al corte de la soldadura con electrodo protegido.	332
Tabla 127 Cargas obtenidas del análisis para la zapata a diseñar	340
Tabla 128 Cargas y Momentos últimos en las columnas	340
Tabla 129 Cargas acumuladas resultantes de ambos sistemas	354
Tabla 130 Diferencias de ambos sistema en el diseño de columnas	359
Tabla 131 Diferencias de ambos sistemas en el diseño de vigas	360
Tabla 132 Diferencias de ambos sistemas en el diseño de vigas secundarias	362
Tabla 133 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones- SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	367
Tabla 134 Cortantes en Base de Columna más crítica para ambas direcciones Diseño de Concreto Armado	370
Tabla 135 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL	371
Tabla 136 Cortantes en Base de Columna más crítica para ambas direcciones Diseño de Acero Estructural	374
Tabla 137 De cortante basal y momentos por piso en el programa etabs en el diseño de concreto armado	375
Tabla 138 De cortante basal y momentos por piso en el programa etabs en el diseño de acero estructural	375
Tabla 139 Diferencias de ambos sistema en el analisis sismico	376

Tabla 140 Comparacion presupuestal en sistemas estructurales	379
Tabla 141 Ventajas y desventajas del concreto armado	380
Tabla 142 Ventajas y desventajas del acero estructural	380
Tabla 143 Comparacion en sistemas estructurales	381
Tabla 144 Diseño de un edificio y sistemas estructurales.....	382

RESUMEN

En la presente tesis se formuló el problema general: ¿Cuáles son los parámetros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos?, el objetivo general: Comparar los parámetros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos.; y la hipótesis general: Existen parámetros diferenciables que constituyen una alternativa ventajosa del sistema de acero estructural frente al sistema de concreto armado en el diseño de un edificio de 5 pisos..

El método empleado fue el científico, teórico, hipotético - deductivo y con una orientación cuantitativa. El tipo de investigación utilizado fue aplicada, de nivel Descriptivo – Explicativo y de diseño Experimental, en su modo de pre – experimento con medición de post prueba con un solo grupo. La población muestra estuvo conformada por un edificio de 05 niveles para usos habitacionales propiedad de la Sra. Luz Amanda Laura Mendoza, ubicado en el Distrito de San Jeronimo de Tunan, que se diseñara por sistemas de concreto armado y acero estructural.

Se llegó a la conclusión de la presente investigación: En las edificaciones de departamentos de 5 niveles existen parámetros diferenciables entre el Sistema de Acero Estructural frente al de Concreto Armado debido al empleo de materiales de alta resistencia ante las sollicitaciones de cargas, es un material más ductil ante las deformaciones, rapidez en rendimientos de construcción, se pueden cubrir grandes luces en las vigas reticuladas, menos peso estructural y menores desplazamientos en caso de sismo.

Palabras claves: Diseño Estructural, Concreto Armado, Acero Estructural.

ABSTRACT

In this thesis the general problem was formulated: What are the parameters that differentiate reinforced concrete and steel structure systems in the design of a building of 05 floors?, the general objective: Compare the parameters that differentiate concrete systems reinforced and steel structure in the design of a building of 05 floors; and the general hypothesis: There are differentiable parameters that constitute an advantageous alternative to the structural steel system versus the reinforced concrete system in the design of a 5-story building.

The method used was scientific, theoretical, hypothetical - deductive and with a quantitative orientation. The type of research used was applied, descriptive level - explanatory and experimental design, in its pre - experiment mode with post test measurement with a single group. The sample population was conformed by a building of 05 levels for housing uses owned by Mrs. Luz Amanda Laura Mendoza, located in the District of San Jeronimo de Tunan, which was designed by reinforced concrete and structural steel systems.

The conclusion of the present investigation was reached: In the buildings of 5-level apartments there are differentiable parameters between the Structural Steel System versus the Reinforced Concrete System due to the use of high resistance materials in the face of loads, it is one more material ductile to deformations, fast construction yields, large lights can be covered in the reticulated beams, less structural weight and less displacement in case of earthquake.

Keywords: Structural Design, Reinforced Concrete, Structural Steel.

INTRODUCCIÓN

Segun los cálculos más recientes del INEI del año 2007, el déficit habitacional nacional hasta marzo fue de 1`860,692.00. Debido a este problema, el gobierno concentra sus esfuerzos en la financiación de programas como el fondo MiVivienda o el programa Techo Propio. Según informaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), Se debe notar que la gran mayoría de los edificios habitacionales se ejecutan con el sistema tradicional de concreto armado.

La ciudad de Huancayo no ha sido exenta a este problema de déficit habitacional ya que se encuentra en constante expansión poblacional llevando esto a una demanda creciente de construccion de viviendas, muchas de estas personas optan por departamentos que puedan pagar en cuotas. El problema radica en conseguir departamentos seguros, puesto que pertenecemos a una zona sísmica, es por ello necesario evaluar otros tipos de sistema que ofrescan seguridad. Uno de estos sistemas son las estructuras de acero.

La presente investigación titulada Analisis Comparativo entre Sistemas de Concreto Armado y Estructuras de Acero en el Diseño de un Edificio; consistió en proyectar un edificio de departamentos mediante dos sistemas estructurales de concreto armado y de estructura de acero; para determinar las diferencias que existen en sus parámetros sísmicos, estructurales, cimentaciones y presupuestales. Todos estos problemas se describieron de forma clara y concisa en el presente trabajo de investigación. Por otra parte, evaluamos dicha estructura con las Normas E.030, E.060, E.050 y E.090 vigentes para determinar que sistema estructural es mas viable, resistente, seguro y económico en el proceso constructivo de las edificaciones de la zona centro.

La tesis consta con criterios de estructuración y predimensionamiento, metrado de cargas, análisis y diseños de manera conjunta para su evaluación sísmica, estructural, cimentaciones y costos, conteniendo los siguientes capítulos:

Capítulo I; se planteó la problemática, se formularón los problemas, justificación, las limitaciones y delimitaciones y finalmente los objetivos de la investigación.

Capítulo II; presenta antecedentes nacionales e internacionales, marco conceptual con bases teóricas y definición de términos; y la formulación de la hipótesis de la investigación y sus variables.

Capítulo III; describe la metodología de investigación empleada con el método, tipología, niveles y diseño de la investigación; se hace referencia de la población y muestra, técnicas de recolección de datos y procesamiento de datos.

Capítulo IV Muestra los resultados obtenidos por los dos sistemas constructivos aplicados con sus características principales, diseño del edificio en concreto armado, diseño del edificio en acero estructural, diseño de cimentaciones, análisis económico de las estructuras; además de la comparación de los resultados.

Capítulo V; Discusión de los resultados obtenidos.

Y finalmente las conclusiones y recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

El trabajo de investigación servirá como antecedentes para otras investigaciones y despertará el interés de los investigadores para profundizar en el tema.

El Autor

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Las excepcionales virtudes del concreto armado como material de construcción, determinaron a fines del siglo pasado y principios del presente, una rápida expansión en su utilización. El volumen, pero sobre todo la variedad y el aspecto de las obras en concreto armado, generó una tecnología en permanente transformación, que acumula un aporte considerable de ingenio y éste a su vez, una industria de equipos, tanto para la fabricación como para la colocación en sitio del concreto y su armadura, en continuo desarrollo y de amplia incidencia en la economía mundial, en contraparte del acero estructural.

En el año 2011 en China, la empresa constructora “Construcción Amplia Sostenible” (BSB) completó el proyecto BSB T-30, un hotel de 30 pisos de estructura metálica, en tan solo 15 días. Con una altura a punta de 104.2 metros, el cual cuenta con 330 habitaciones, 3 elevadores y 65 estacionamientos.

En el año 2012 en Brasil - Río de Janeiro, el Estado ejecutó el proyecto de ocho edificios de 16 departamentos, diseñados con estructuras de acero, constituidas por vigas y pilares tubulares, cuadrados y rectangulares, por su alta resistencia, calidad y facilidad de soldadura, la utilización de columnas tubulares, permitió la reducción del peso de las columnas en aproximadamente

25%. Este proyecto, fue destinado para el beneficio de familias de bajos recursos, con viviendas de 40 m² de área útil.

En el Perú hay una gran escasez de viviendas para familias. De acuerdo con los cálculos más recientes del INEI, el déficit habitacional nacional hasta marzo es de 1`860,692.00. Debido a este problema, el gobierno concentra sus esfuerzos en la financiación de productos como el fondo MiVivienda o el programa Techo Propio. Según informaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), entre agosto de 2011 y febrero de este año se concedieron créditos y bonos para la construcción de 190 mil viviendas con 857 mil beneficiarios; Se debe notar que la gran mayoría de los edificios habitacionales se ejecutan con el sistema tradicional de concreto armado, pero es impulsado por la viabilidad ofrecida por las construcciones con acero estructural. (INEI, 2007).

Un ejemplo de construcción de acero estructural en nuestro país es el Centro de Convenciones de Lima, ubicado en San Borja. El Centro de Convenciones de Lima, es uno de los proyectos más importantes de los últimos años en nuestra capital. Se construye en un área de 10.670 m², tiene 4 niveles de sótanos y 10 niveles por encima de la superficie, añadiendo un área construida de 80.000 m², aproximadamente.



Figura 1. Centro de Convenciones de Lima

Fuente: Imágenes de Google

La población urbana de la provincia de Huancayo continúa expandiéndose. Se prevé que, de 73% en 2007, vaya al 83% en 2020. El proceso de urbanización conlleva una demanda perenne de viviendas, en forma general para las familias de bajos recursos. En los últimos treinta años, dada la falta de acceso a servicios financieros y un proceso de desarrollo territorial insuficiente, los preponderantes medios que las familias usaron para conseguir viviendas fueron la adquisición de departamentos. Como resultado, la construcción de edificios de departamentos en nuestra provincia aumentó en un 20% al año. (PLAN DE DESARROLLO CONCERTADO DE LA MPH 2015 – 2022).

La problemática radica en no saber qué tipo de sistema emplear en el diseño estructural, si concreto armado o estructuras de acero, por motivos de costos. Cabe acotar que nuestro Perú se localiza en una zona sísmica, es por ello imprescindible poseer una capacidad adecuada para desplegar un análisis y diseño estructural empleando parámetros comprendidos en las normas vigentes en nuestro país; esto se ve reflejado en que casi la totalidad de las edificaciones de departamentos en Huancayo se realiza con sistemas de concreto armado y no con estructuras de acero por falta de conocimiento de las diferencias existentes entre estos sistemas y sus ventajas aplicables. Consideramos que las causas de este problema es el empleo monopolizado del concreto armado en lo referente a construcción de viviendas, debido a factores de costumbre, costos, rendimientos en mano de obra, estabilidad, etc. De mantenerse esta problemática las construcciones de departamentos de la ciudad de Huancayo mantendrán tradicionalmente el empleo del concreto armado en su ejecución sin hacer uso de otros sistemas alternativos con más ventajas.

Actualmente en Huancayo, se emplea acero estructural por lo general en la construcción de grandes almacenes, centros comerciales y universidades, pero no es usual su utilización para la construcción de edificaciones para vivienda, a pesar de los beneficios que aporta. Las empresas constructoras y los usuarios al adquirir sus viviendas, demandan que el costo de ejecución y adquisición sea el menor y que les ofrezca condiciones seguras de habitabilidad.

En consecuencia el dominio de la formulación de un proyecto resulta desde la base de un plano arquitectónico hasta llegar al diseño de los elementos estructurales de dicho edificio tanto en concreto armado como también en estructura de acero ya que este último sistema de construcción se está dando con más continuidad en nuestro medio como en el caso del Hospital El Carmen, dando así el gran paso que significa ir de la teoría a la práctica.



Figura 2 Vista del Módulo con Estructura Metálica Compuesta del Hospital El Carmen

Fuente: Imágenes de GOOGLE – Hospital El Carmen

1.2. Formulación y sistematización del problema

1.2.1. Problema General

¿Cuáles son los parametros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos?

1.2.2. Problemas especificos

- a) ¿Cuál es la diferencia de los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero?
- b) ¿Cuáles son los parámetros comparativos en el análisis sísmico con sistemas de concreto armado y estructura de acero?
- c) ¿Cuál es la diferencia de las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero?

d) ¿Cuáles son los resultados que presentan los sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación?

1.3. Justificación

1.3.1. Social o Práctica:

La investigación tiene una justificación social porque trata de resolver un problema social. Visto es que hay un crecimiento poblacional y déficit habitacional en la ciudad de Huancayo, muchos optan por departamentos, estos a su vez deben ser seguros, resistentes ante cualquier evento sísmico. Entonces se debe optar por sistemas estructurales que cumplan en mayor magnitud lo ya mencionado.

1.3.2. Científica o Teórica:

Teniendo conocimientos previos sobre sistemas estructurales se explica en la presente investigación el comportamiento estructural del sistema estructural de concreto armado así como de acero, esto se hizo mediante software; luego se procedió a compararlos en cuanto a resistencia, costos y tiempo de ejecución.

1.3.3. Metodológica:

Los instrumentos que se elaborarán para la investigación servirán para reunir la información, procesarlos, analizar los datos y finalmente compararlos. Por ello se utilizaron programas como el ETABS para modelar las estructuras, diseño de SAFE para diseñar las cimentaciones y por último el S10 para sacar los presupuestos. Estos fueron orientados y guiados en todo momento por el método científico.

1.4. Delimitaciones

1.4.1. Espacial

Ubicación del Estudio

Región : Junín

Provincia : Huancayo

Distrito : San Jerónimo de Tunan

El proyecto se encuentra en la Calle San Martín 123, en el distrito de San Jerónimo de Tunán. Es un edificio multifamiliar y cuenta con cinco pisos. El primer piso, se ubican dos departamentos con tiendas comerciales. Los pisos superiores poseen dos departamentos por piso aproximadamente.



Figura 3 Localización del Estudio
Fuente: ESCALE – MINEDU 2018



Figura 4 Ubicación del Proyecto

Fuente: Imágenes de Google Earth



Figura 5 Vista del Terreno Destinado a Departamentos

Fuente: fotografía propia

1.4.2. Temporal

En el caso de la presente investigación se establece en el año 2018.

1.5. Limitaciones

1.5.1. Limitaciones económicas:

La presente investigación tuvo un costo de S/. 8788.00 soles que serán autofinanciados. La misma que comprende gastos de asesamiento, curso taller de tesis y estudios de laboratorio de Suelos.

1.5.2. Limitaciones tecnológicas.

La investigación cuenta con equipos para ensayos de corte directo, granulometría y límites pecializados en la mecánica de suelos.

1.5.3. Limitaciones de antecedentes.

La investigación cuenta con estudios realizados sobre el uso de estructuras metálicas en construcciones habitacionales, el análisis de su comportamiento y los beneficios que él proporciona; Por lo tanto, no hay una comparación local adecuada con estructuras de concreto armado, donde la influencia que tiene sobre la rentabilidad del proyecto de vivienda es mostrada.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Comparar los parametros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos.

1.6.2. Objetivos específicos

- a) Determinar en qué medida se diferencian los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero.
- b) Establecer qué parámetros comparativos existen en el análisis sismico con sistemas de concreto armado y estructura de acero.
- c) Comparar las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos

- d) Determinar que resultados presentan los sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación de un edificio de 05 pisos

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Nacionales

Loayza y Chávez (2015), realizaron la investigación “*Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles*”, en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Se plantearon con objetivos el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de San Miguel en el departamento de Lima. El edificio tiene un sistema de techado de losas aligeradas con viguetas prefabricadas Firth y losas macizas. El sistema estructural está compuesto en su gran mayoría por muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Los muros de concreto armado fueron pre dimensionados considerando que el 80% de la fuerza cortante sísmica del análisis estático sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para pre dimensionar las columnas se consideró solamente la carga axial. Para realizar el análisis estructural del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Las solicitaciones de carga de gravedad se tomaron de la Norma. Como resultado del trabajo realizado, se comprueba que los criterios de pre dimensionamiento fueron los adecuados.

Se concluyó que: Hacer uso de programas de computación para hacer análisis de los diferentes elementos estructurales del edificio, ya sea de manera individual como en conjunto, resulta ser muy práctico y rápido; sin embargo, es necesario tener un criterio adecuado para poder analizar los resultados obtenidos en cada elemento. Durante la construcción de un edificio, las columnas que reciben más carga se acortan más y son niveladas en cada operación de vaciado de los techos manteniendo un nivel horizontal. Al pretender analizar el edificio simulando el proceso constructivo, se observó que el programa empleado (Etabs) no simula adecuadamente este proceso, lo cual genera alteración en las fuerzas internas de cada viga y a su vez algunas columnas reciben menos carga axial de lo que les corresponde. Para solucionar el problema, se procedió a restringir el desplazamiento en el eje Z de las columnas hasta poder obtener finalmente resultados más razonables para las fuerzas internas en viga correspondientes a cargas de gravedad.

Tong (2014), su tesis: *“Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares”*, en la Universidad Ricardo Palma.

El objetivo fue demostrar la factibilidad del uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares. En su tesis propone también dos diseños de un mismo edificio multifamiliar, uno en concreto y otro en acero, de los cuales obtiene los costos y cronogramas respectivos. Analiza el diseño en acero el cual requiere de una mayor precisión y de mucho más detalle que en el diseño en concreto. La poca experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el desfase en las normas peruanas hacen que el acero quede destinado para el diseño de galpones o naves industriales. Sin embargo, se debe de promover incentivos para el uso de sistemas más confiables en lo que respecta a ductilidad y rapidez en construcción.

La tesista concluyó que tanto en concreto como el acero presentan ventajas y desventajas, las cuales fueron mencionadas, esto no significa que un material descarte al otro sino que ambos materiales se presentan como opción en la construcción.

Corzo y Saldaña (2017), realizaron la tesis: *“Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares”*, en la Universidad San Martín de Porras.

Los tesisistas realizaron la presente investigación con el objetivo de corroborar si la ejecución de un edificio proyectado con acero estructural para vivienda multifamiliar presenta similitud o mayor grado de viabilidad que el mismo edificio proyectado con concreto armado. Para el análisis del proyecto se diseñó una edificación de concreto armado, como punto inicial se dimensionaron los elementos estructurales, para que su análisis en el programa asistido por ordenador ETABS, programa integrado de diseño estructural, que está más cerca la conducta real de los terremotos, una vez evaluados los resultados de sus desplazamientos laterales, las fuerzas internas pasan a restar hacia el diseño; al final del proyecto, procedió a obtener el precio y el tiempo, al realizar un metrado, presupuesto y programación para la futura construcción. En el empleo de acero estructural para la construcción, es necesario elegir los perfiles de acero concordante para la ilustración en el software empleado, para así alcanzar el comportamiento real de las fuerzas sísmicas; ya que los resultados de los desplazamientos laterales, sucede de sustraer las fuerzas internamente para el diseño de su investigación, el método empleado fue el Factor de Resistencia (LRFD) y Factor de Carga del AISC; al final de el proyecto, procedimos a hacer el presupuesto y programación para la ejecución, obteniendo así el costo y el tiempo.

Al finalizar, se concluye la rentabilidad del uso de las estructuras metálicas como otra alternativa en la construcción de casas multifamiliares.

2.1.2. Internacionales

Alcalá (2014), elaboró su tesis: *“Evaluación Estructural de un edificio de concreto-acero, de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de*

acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el Paseo de la Reforma de la ciudad de México”, a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Establece que en su gran mayoría la normativa moderna que analiza el diseño sísmico establece como finalidad primordialmente en la vida de la edificación evitar que las estructuras colapsen, pero siempre aceptar los daños causados, en el caso de cualquier sismo que pueda ocurrir. En esta tesis a fin de obtener índices que permitan evaluar las condiciones de seguridad de la estructura; se realiza una revisión estructural, para ellos se tiene como objetivo evaluar estructuralmente un edificio de oficinas en concreto armado de 23 niveles con columnas de concreto, de acuerdo con las disposiciones aplicables del Reglamento de la Construcción del Distrito Federal en su versión actual de 2004 (RCDF04). La edificación materia de la investigación fue analizada de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de 1987 y su construcción fue concluida en el año 1994; ubicada en la Avenida Paseo de la Reforma, en la Ciudad de México, y destacándose su arquitectura moderna.

El tesista concluyó que, incluso si no cumple con los reglamentos, la estructura presentó una ideal conducta durante toda su vida para las acciones que se presentaron, incluyendo terremotos de violencia imponente, como la de magnitud de 7,4 en la escala de Richter que ocurrió el 20 de marzo de 2012.

Albear y Ruales (2014) su tesis: *“Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos”, a la Pontificia Universidad Católica de Ecuador.*

Para la presente tesis se han escogido dos tipos de materiales, el concreto armado y el acero estructural con placas soldadas. Además de una tercera opción la cual incluye una combinación de ambos materiales. Para el edificio de hormigón armado se utilizarán secciones rectangulares en vigas y columnas, y losas bidireccionales alivianadas con bloque. Para el edificio de acero se utilizarán secciones tipo cajón en columnas, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico. En el caso del edificio mixto se utilizarán columnas

de acero estructural tipo cajón rellenas de hormigón simple, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico. Este estudio tiene como objetivo realizar un análisis por desempeño en las estructuras, de manera que se limiten los daños que pueden ocurrir en las mismas, especialmente en estructuras esenciales las cuales tienen como objetivo principal poder brindar servicio de atención médica o albergue inmediatamente después de un acontecimiento sísmico. El análisis estático no lineal, también conocido como análisis por desempeño, se basa en conseguir varios niveles y rangos de rendimiento sísmico del edificio. Estos se definen como: Prevención del colapso, Seguridad de la vida, Ocupación inmediata, y Operacional. Cada uno de estos puntos describe el rendimiento esperado del edificio, la magnitud del daño, la pérdida económica y la ruptura que se pueda producir. Para cada uno de estos niveles se analiza un Rendimiento Estructural el cual describe el estado límite de daño de los sistemas estructurales, y son estos límites los que nos darán el diseño definitivo de la estructura.

El tesista concluyó que se pudo determinar que la redundancia de elementos estructurales que soportan las cargas laterales afecta directamente al punto de desempeño de la estructura. Siendo este capaz de resistir una mayor fuerza lateral a medida que el número de elementos resistentes aumenta.

Cordova (2014) su tesis: *“Estudio comparativo del sistema constructivo en hormigón y acero, en un edificio”*, a la Universidad de Cuenca.

Éste documento contiene el diseño del mismo, sus planos de instalaciones, un pre dimensionamiento de las dos estructuras, y los presupuestos respectivos, con lo que se llega a la conclusión del sistema constructivo más conveniente para éste caso. Este estudio tiene como objetivo proponer un proyecto de un edificio para la zona Sur Oeste de la ciudad, que involucre las reflexiones generadas a partir del análisis de la utilización de dos sistemas constructivos para la estructura, con el objetivo de comparar el uno con el otro. Después de haber realizado un análisis del terreno y una investigación de los sistemas constructivos a analizar, que incluyen entrevistas a profesionales de la ciudad de Cuenca, para obtener

una opinión de los dos sistemas constructivos, se diseñó un edificio en un terreno complicado, de lados irregulares, lo que presentó un reto de compleja solución y ha servido para desarrollar la capacidad personal de razonamiento y búsqueda de soluciones para afrontar proyectos con alto grado de complejidad. Se complementó el diseño de éste edificio, con un pre dimensionamiento estructural utilizando los programas CYPECAD y SAP2000, con las instalaciones y detalles constructivos y presupuestando las dos opciones de estructura en el programa Interpro; que fueron bastante útiles para refrescar y profundizar conocimientos obtenidos de cómo revisar estructuras con la seguridad de que estén bien concebidas, de instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, y de realizar análisis de precios unitarios y presupuestos.

El tesista concluyó que para poder realizar un proyecto de diseño es indispensable realizar un análisis del sitio y una investigación del sistema constructivo que se va a utilizar, ya que revisar la normativa de la ciudad para la zona en la que vaya a estar emplazado el proyecto, analizar las condicionantes y preexistencias que presente el terreno, así como las características físicas y ambientales y la información recopilada del sistema constructivo son el punto de partida para proceder con un diseño lógico y coherente..

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Estructuración

Se requiere un criterio sismo-resistente para estructurar una edificación que se encuentra en una de las zonas de más alta sismicidad en el Perú, buscando que la estructura tenga un comportamiento elástico para sismos leves frecuentes y un comportamiento inelástico aceptable para sismos raros. Con el fin de lograr los comportamientos mencionados se siguió los siguientes criterios en la estructuración:

- 2.2.1.1. Simplicidad y simetría.** Debe tener estructuras tan simples y simétricas como sea posible, de modo que el comportamiento pueda preverse más fácilmente antes de las cargas de gravedad o sísmicas.
- 2.2.1.2. Resistencia y ductilidad.** Cualquier edificio dentro de su sistema estructural debe presentar una buena cantidad de muros y columnas que suministren ductilidad y resistencia adecuada. Con una adecuada resistencia, la posibilidad de que con la presencia de un sismo frecuente se disminuya en su intensidad con un estado inelástico de la estructura, y con una alta ductilidad; mientras con la presencia de un sismo severo se generará una mayor disipación de energía por las rótulas plásticas.
- 2.2.1.3. Hiperestaticidad y monolitismo.** Lo que permite la producción de un conjunto de rótulas plásticas es la naturaleza hiperestática de un sistema estructural, mejorando su capacidad resistente y la disipación de la energía sísmica.
- 2.2.1.4. Uniformidad y continuidad de la estructura.** Para evitar concentraciones de tensión y garantizar una distribución adecuada de cargas, las estructuras deben ser continuas tanto en elevación como en planta.
- 2.2.1.5. Rigidez lateral.** Suministran mayor rigidez lateral un considerable número de muros estructurales y columnas combinadas con vigas de adecuado peralte, reduciendo la cantidad de daño de los elementos estructurales y el desplazamiento lateral generado por las fuerzas horizontales.
- 2.2.1.6. Diafragma rígido.** Al no presentar grandes aberturas una losa presentará una alta rigidez axial para ser considerada como un diafragma rígido.
- 2.2.1.7. Elementos no estructurales.** Considerar la influencia de los elementos no estructurales es un punto significativo en la estructuración. Si el peso de estos elementos no hubiese sido considerado en el análisis, pueden producir un cambio en la distribución de esfuerzos o en el centro de masas.

2.2.2. Predimensionamiento de elementos de concreto armado

El predimensionamiento consiste en dar dimensiones a los elementos estructurales basados en recomendaciones de la práctica de Ingeniería Civil y consideraciones de la Norma Técnica Peruana E-060.

2.2.2.1. Losas aligeradas. Existe una regla práctica para establecer el espesor de la losa aligerada la cual consiste en dividir la mayor extensión de su luz libre entre 25. Este espesor considera los 5 cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo de techo a esto hay que sumarle la altura del ladrillo. Al ser ladrillos de unidad cuadrada de 30x30 cm con una altura variable de 12, 15, 20 y 25 cm, el espesor de losa a seleccionar queda restringido a ciertos valores.

$$h \geq l_n/25, h = 17, 20, 25 \text{ o } 30 \text{ cm}$$

2.2.2.2. Vigas. Al pre-dimensionar las vigas, la acción de la gravedad y las cargas sísmicas deben ser consideradas. Existen razones prácticas que toman en atención la acción combinada de las cargas sísmicas y verticales, algunos de estos criterios se muestran a continuación:

$$h = L / 12 @ L / 10$$

$$h = L / 10 \text{ (criterio práctico frente a sismos)}$$

$$b = 0.3 h @ 0.5 h$$

2.2.2.3. Columnas. Ya que en el edificio se utilizó el sistema aporticado, el criterio de dimensionamiento fue continuado por la carga vertical, lo que permite que los momentos en las columnas debido a las fuerzas sísmicas se reduzcan considerablemente.

Se recomiendan los siguientes criterios de predimensionamiento para este tipo de edificio:

a) Columnas Centrales :

$$AREA = \frac{P(SERVICIO)}{0.45 X f^c}$$

b) Columnas Exteriores o Esquineras:

$$AREA = \frac{P(SERVICIO)}{0.35 X f^c}$$

2.2.3. Analisis por cargas verticales

2.2.3.1. Definición de carga muerta. Son las cargas gravitacionales que actúan en la vida útil de la estructura, como el peso de los materiales que componen el sistema estructural del edificio, el peso de los acabados, el peso de las particiones y otros equipos que permanecerán fijos a lo largo de la vida útil de la estructura.

2.2.3.2. Definición de carga viva. Son las cargas gravitacionales móviles que no actúan permanentemente en la estructura, como el peso de los ocupantes, materiales o equipos móviles.

2.2.4. Analisis Sismico

El análisis sísmico permite estimar el posible comportamiento de un edificio antes de un evento sísmico. Este análisis se realiza de acuerdo con la Norma Sismoresistente E-030, que requiere dos tipos de análisis: estática y dinámica. (Bazan, y Meli, 2002).

Primero será comprobado que cumple con los requisitos establecidos por la norma, y en el caso de no atenderlos, los anchos o peraltes de los elementos serán aumentados. Con base en el análisis realizado, las fuerzas internas de los elementos serán obtenidas. Ambos análisis se realizan para las dos direcciones principales X e Y. El edificio debe atender a ciertos requisitos, el primero es controlar la desviación máxima para que el edificio tenga rigidez adecuada en ambas direcciones. Además, nos exige para

realizar el cálculo de la junta de separación sísmica, con el fin de reducir la probabilidad de colisión con un edificio vecino.

El modelo tridimensional del programa Etabs considera las propiedades inerciales y la rigidez del edificio. Todo se hace en el estado elástico, razón por la cual rigideces e inercias gruesas son tomadas. Los diafragmas son considerados en tres grados de libertad por cada piso, que conciernen un rotacional y a dos traslacionales. A través del programa, el peso del edificio se obtiene sobre la base de las cargas aplicadas y del peso de los elementos estructurales y no estructurales.

- 2.2.4.1. Análisis dinámico del edificio.** El análisis dinámico permite encontrar los modos naturales de vibración o frecuencias del edificio, con premisa en la distribución de las rigideces y masas del edificio.
- 2.2.4.2. Análisis por superposición espectral.** El análisis inicial consiste en representar las tensiones sísmicas con un espectro de diseño (espectro elástico de pseudo-aceleración), donde los parámetros cambian dependiendo de las características de la estructura. Además, la réplica de los diferentes modos se combinó empleando el criterio de combinación cuadrática (CQC).
- 2.2.4.3. Cortante de diseño.** El análisis dinámico de cortante basal calculado debe subir al 80% del análisis estático calculado si es una estructura regular de acuerdo con la Norma E-030; además, para una estructura irregular debe ser dimensionado para el 90%, cumpliendo que en ningún caso el factor de amplificación es menor que 1.
- 2.2.4.4. Junta de separación sísmica y estabilidad del edificio.** La norma sísmica peruana E.030 también indica que una "s" de separación sísmica debe considerarse entre dos estructuras adyacentes para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico.

2.2.5. Fundamentos de diseño de concreto armado

2.2.5.1. Diseño por resistencia. La norma E-060 solicita que los elementos de concreto armado se asienten en el criterio de resistencia, que es que la resistencia de diseño (Capacidad) es mayor o igual que la resistencia requerida (demanda). Establece indirectamente un factor demanda / capacidad mayor a 1.

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (D/C} \leq 1)$$

2.2.5.2. Resistencia de diseño: Es la resistencia nominal de los elementos, pero modificada por los factores de reducción de resistencia. Se puede expresar los de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \text{Factor de Reducción } (\phi) \times \text{Resistencia Nominal}$$

Se puede plasmar el Diseño por Resistencia de la siguiente forma:

Para flexión: $\phi M_n \geq M_u$

Para cortante: $\phi V_n \geq V_u$

Para axial: $\phi P_n \geq P_u$

2.2.5.3. Resistencia requerida: Esto se logra reforzando las cargas que aparecen en la estructura. El análisis de la estructura actual incluye solo carga muerta (CM), carga en vivo (CV) y carga sísmica (CS). Cada tipo de carga está asociado con un factor de mejora para cada combinación de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia Requerida} = \Sigma (\text{Factores de carga} \times \text{Solicitaciones provocadas por un estado de cargas de servicio}).$$

El diseño por resistencia se fundamenta en los límites de resistencia, deformación, agrietamiento y aplastamiento, y es consistente con los resultados experimentales para cada tipo de acción estructural en Perú y los Estados Unidos.

Además del diseño por resistencia, se deben tener en cuenta otros aspectos importantes, como la estructura que funciona bien bajo cargas de servicio y que la estructura debe comportarse bien contra fallas frágiles.

2.2.5.4. Condiciones de servicio. La norma E-060 brinda una mayor probabilidad de ocurrencia por lo que los términos de servicio no implican el mismo riesgo de pérdida de vidas humanas que puede derivar de los términos de las cargas finales. Se analizan cuatro casos de estructuras de concreto armado, que son las siguientes:

- Deflexiones excesivas
- Fisuraciones excesivas
- Vibraciones Indeseables
- Corrosión de las armaduras de refuerzo.

Las deflexiones y fisuramientos deben ser menores a las permisibles en la norma E-060. Estas podrían generar miedo en las personas debido a que interrumpiría su normal funcionamiento estructural y también podrían generar un deterioro de los elementos no estructurales.

2.2.5.5. Diseño para comportamiento dúctil. En la norma E-060, se designa como diseño por capacidad. La función de este criterio es evitar cualquier tipo de falla frágil de la estructura, especialmente la falla por corte. Entonces el criterio específico es que los elementos fallan primero al doblarse en lugar de cortar (caso de placas, vigas y columnas), permitiendo alcanzar una mayor ductilidad. Otra falla a evitar se encuentra en el nudo de la viga de la columna, donde es preferible que las columnas no fallen y preservan la estabilidad de la estructura.

2.2.5.6. Diseño por flexión

Hipótesis de Diseño

Se debe cumplir con los escenarios de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.

- Hipótesis de Navier: Las secciones planas permanecen planas. Esta hipótesis es válida en todas las vigas, excepto en vigas de muros.
- Adhesión entre el acero y el concreto que lo rodea.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- Las tensiones en el concreto y en el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones (relaciones constitutivas, σ - ϵ).
- La deformación máxima de la unidad en el nervio extremo bajo compresión de concreto armado (ϵ_{cu}) es 0,003.

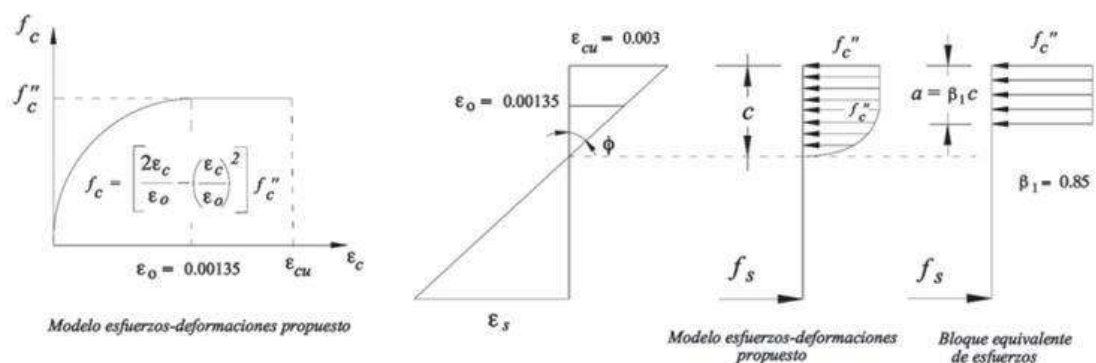


Figura 6 Modelo de esfuerzo deformación propuesto para el concreto

Fuente: Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004. Edgar I. Villagrán A., César Vera M., Ana Elena Posada S.

- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.

2.2.5.7. Consideraciones de diseño

A. *Acero máximo*: La Norma E-060 restringe la cantidad máxima de acero de un solo elemento flexible con un 75% de acero balanceado (Asb). El acero balanceado se produce cuando el concreto obtiene su

deformación final al unisono que el acero alcanza su tensión de fluencia, produciendo una falla frágil.

B. Acero mínimo: La Norma E-060 requiere una cantidad mínima de acero para tener mayor resistencia después de la primera fisura. Esta cantidad de mínima está relacionada a un momento igual a 1,2 en el momento de la quiebra (M_{cr}).

2.2.5.8. Diseño por cortante. En el diseño de corte, se determina la resistencia al corte de la sección (V_n) del concreto (V_c) y la contribución total del refuerzo (V_s).

2.2.5.9. Diseño por flexocompresión. El diseño de flexo-compresión trata en la instauración de la curva de capacidad estructural, llamada diagrama de interacción, que resulta del análisis de la sección en la fuerza axial y momento flector con su distribución de aceros longitudinales. Esta curva se obtiene variando el eje neutro obteniendo combinaciones de momento flector y fuerza axial.

Considerando los factores de reducción establecidos por la Norma (ϕ) un diagrama de interacción debe ser hecho. Además, la carga axial se limita a $0,8 \phi P_o$ para columnas con estribos y $0,85 \phi P$ para columnas con espirales. Los puntos (M_u, P_u) con las combinaciones de carga también deben ser obtenidos. Estos puntos deben estar dentro del gráfico del Diagrama de Interacción, de lo contrario la cantidad de acero debe ser aumentada hasta que una capacidad mayor de la demanda sea alcanzada.

Cuando la carga axial es baja ($P_u < 0,1 f'c A_g$), el elemento debe ser proyectado por flexión simple. La figura 23 presenta el diagrama de interacción de análisis y diseño ($\phi M_n, \phi P_n$).

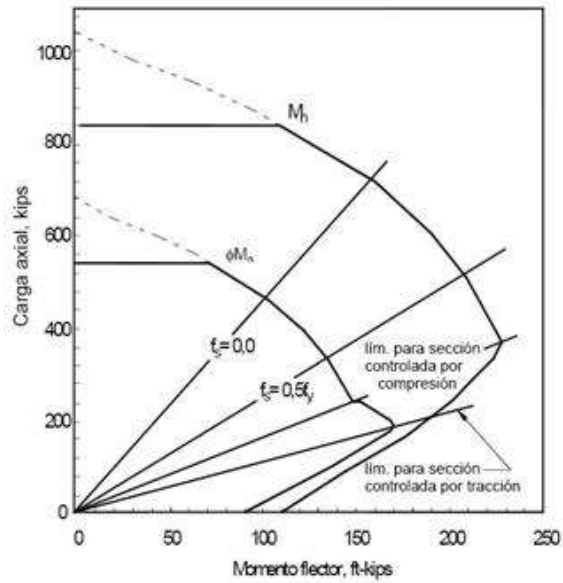


Figura 7 Diagrama de Interacción

Fuente: Imágenes de Google

2.2.5.10. Diseño de Losas y Vigas

Consideraciones adicionales para el diseño de losas. Los criterios generales de diseño, tales como flexión simple, corte y espaciamiento de los aceros, además de algunas consideraciones adicionales deben ser tomadas en consideración para el diseño de losas aligeradas en una dirección y losas macizas.

Consideraciones de diseño de losa maciza. La norma E-060 requiere una armadura mínima para contracción y temperatura correspondiente a una cantidad de 0,0018, de la misma forma que la armadura debe colocarse en un espaciamiento no superior a tres veces el espesor de la losa o 45 cm.

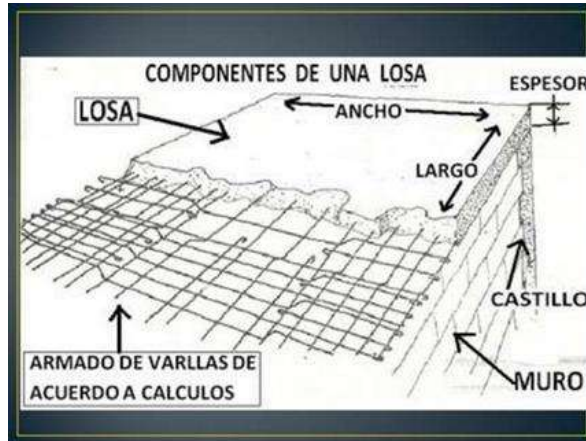


Figura 8 Componentes de una losa

Fuente: Imágenes de Google

Consideraciones de diseño de losa aligerada. Las viguetas de la losa aligerada están distanciadas de 40 cm, con una medición de cargas en una anchura efectiva igual a esa medida. En el análisis, la losa aligerada se supone como una sección del tipo T, pero las secciones rectangulares también se consideran, ya que la anchura en el ala es de sólo 5 cm y en el diseño por flexión no generará ningún cambio. Por lo tanto, en el caso de momentos positivos, una sección con una anchura efectiva igual a 40 cm es considerada y para el caso de momento negativo es igual a 10 cm.

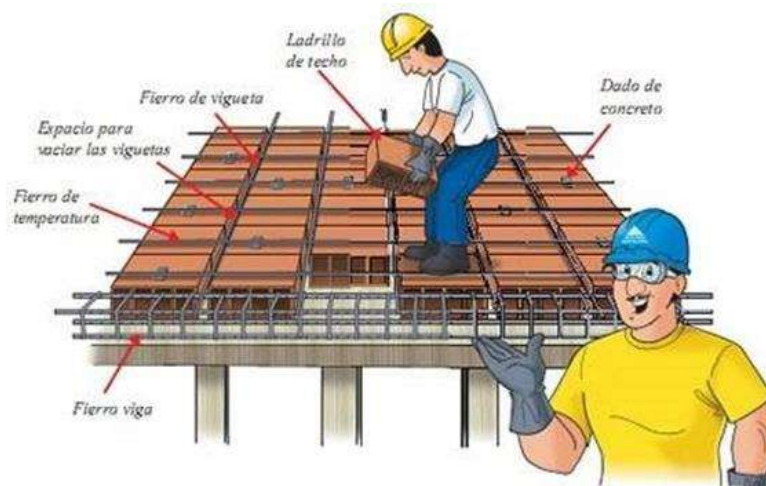


Figura 9 Detalle de una losa aligerada

Fuente: ¿Qué es una Losa Aligerada y como Calcularla?

<http://dearkitectura.blogspot.com>

Consideraciones adicionales para el diseño de vigas. Las vigas sísmicas deben cumplir los requisitos establecidos en el capítulo 21 estipulado en la norma E-060. Se debe cumplir que el momento nominal (M_n), positivo o negativo, en cualquier sección de la viga sea siempre mayor o igual a un cuarto del máximo momento nominal negativo (M_{nmax}). También en cada extremo, el $M_n +$ debe ser al menos igual a un tercio del $M_n -$ en ese final.

Además, es necesario un diseño por capacidad en los elementos con responsabilidad sísmica: vigas, placas y columnas. El objetivo es evitar fallos por cortante (falla frágil) y obtener una falla que permita mayor ductilidad del sistema (fallo dúctil debido a la flexión). El procedimiento para el diseño de capacidad consiste en estimar una fuerza de corte asociada a la suma de un cortante isostático más el cortante hiperestático producido al sumar los momentos nominales y dividir entre la longitud libre de la viga.

2.2.5.11. Diseño de Elementos Verticales

Consideraciones adicionales para diseño de columnas. El capítulo 21 de la Norma E-060, al igual que para las vigas, da disposiciones especiales para estructuras tipo Pórticos y para Muros Estructurales.

- La resistencia mínima a la compresión del concreto será de 210 kg / cm².
- La fuerza máxima de flujo del acero de refuerzo será de 4200 kg / cm².
- La anchura mínima de la columna será de 25 cm.
- La relación entre la mínima y la máxima dimensión de la sección transversal de una columna no debe ser menor que 0,4.
- El valor mínimo es del 1% y el máximo del 6%, pero si es mayor que 4%, un detalle especial debe ser hecho de la colocación de los fierros.
- En los nudos, la resistencia a la flexión de las columnas del portal debe ser por lo menos igual a $1,4\sum M_{nv}$ (M_{nc} : momentos nominales de las

columnas que alcanzan el nudo, M_{nv} : momentos nominales de las vigas que alcanzan el nudo).

La norma propone una distribución mínima de estribos cerrados considerando una zona de confinamiento de la cara de la columna igual al mayor valor entre $L / 6$, dimensión máxima de la sección transversal y 45 cm. El primer estribo debe ser de 5 cm, y en los estribos del área de contención de la mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal o 10 cm y están separadas más del lado de fuera del área de contención los estribos separados en la mayoría de las veces 16 el diámetro de la barra, la más pequeña o 30 cm.

Las columnas se diseñan por capacidad de la misma forma que las viga, siendo el cortante de diseño por capacidad igual a: $V_{pr} = (M_{prA} + M_{prB})/H$. En donde los momentos probables de la columna M_{prA} y M_{prB} son iguales a los Momentos Nominales amplificados por 1.25.

2.2.6. Fundamentos de diseño de acero estructural

El acero estructural se compone de hierro, además de una pequeña cantidad de carbono y cantidades menores de otros elementos. Por lo tanto, una aleación de Fe (aproximadamente más del 98%) + C (alrededor del 0,05% a menos del 2%) + Mn, Si, S, P y otros elementos. El carbono es el elemento que más influye en las propiedades del acero, pues proporciona la dureza y resistencia a la aleación, aunque hay una desventaja de llegar a ser más frágil (disminuye la ductilidad, es decir, se vuelve más frágil) y su capacidad de ser soldado disminuye. Los porcentajes de los demás elementos de aleación se aumentan para determinados fines, ya que pueden modificar las propiedades del acero, cuando el total de elementos de aleación es de \leq a 4%, se denomina simplemente acero o acero aleado. Los estándares ASTM se utilizan para identificar aceros usados en la elaboración de metales, por ejemplo, el estándar ASTM A36 define la composición

química (bandas de elementos) y propiedades mecánicas del llamado acero A36 ($F_y = 36$ ksi y $F_u = 58$ ksi). (Alacero 2006)

Los aceros usados en Perú en construcción metálica en perfiles (W, C, L) o planchas son: A36, A572 Gr.50 (Grado = sinónimo de fluencia en ksi), A242 Gr.50 de fabricación local o de importación y A992 Gr.50, A913 Gr.50, A588 Gr.50 de importación. Los tubos estructurales de sección cuadrada, rectangular o circular HSS A500 Gr.42 o 46 y A53 Gr.B ($F_y=35$ ksi). (Aranis 2016)

La tabla, muestra los efectos en el acero de los elementos de aleación más comunes.

Tabla 1 Efectos en el acero de los elementos de aleación mas comunes

Elemento	Efecto
COBRE	Mejora resistencia a corrosión atmosférica.
MANGANESO	Desoxidante, neutraliza azufre, facilitando trabajo en caliente. Mejora la resistencia.
SILICIO	Se emplea como desoxidante y actúa como endurecedor en el acero de aleación.
FOSFORO Y AZUFRE	Perjudican la tenacidad del acero.

Fuente: (ALACERO, 2006)

2.2.6.1. Ventajas y desventajas del acero como material estructural

De acuerdo a MCCORMAC y CSERNAK (2012), se definen las siguientes ventajas:

A. Alta resistencia. El peso de las estructuras será relativamente bajo implica la alta resistencia del acero por unidad de peso; Esto es de gran importancia en puentes de grandes luces, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones de cimentaciones.

- B. Uniformidad y homogeneidad.** Las propiedades del acero no se alteran perceptiblemente a con el paso del tiempo, como es la materia de las estructuras de concreto armado.
- C. Elasticidad.** En la mayoría de los materiales, el acero está más cerca en su conducta a la suposición del diseño, porque sigue la ley de Hooke hasta tensiones bastante altas. Los momentos de inercia del acero estructural se pueden calcular con precisión, mientras que los valores obtenidos para una estructura de concreto armado son relativamente imprecisos.
- D. Durabilidad.** La investigación realizada en acero moderno indica que, bajo ciertas condiciones, no se requiere ningún mantenimiento basado en el pintado. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es conveniente, serán sugeridos.
- E. Ductilidad.** El acero puede soportar grandes deformaciones, ya sea bajo tensión o compresión antes de fallar, con su naturaleza dúctil puede intervenir en los puntos donde puede ocurrir una falla prematura. Además, su ductilidad proporciona evidencia visible de las deflexiones causadas por la sobrecarga por ellos.
- F. Tenacidad.** El acero es tenaz, pues tiene la propiedad de absorber energía en grandes cantidades antes de la falla, debido a su excelente ductilidad y resistencia.



Figura 10 Estructura de Acero

Fuente: Imágenes de Google

G. Ventajas arquitectónicas en el diseño

- ✓ Luces mayores entre apoyos.
- ✓ Plantas más libres y con ello más libertad para diseñar.
- ✓ Alturas mayores.
- ✓ Menos carga muerta
- ✓ Alternativas construcción liviana.
- ✓ Oportunidad de producir edificios completamente modulados horizontal y verticalmente.
- ✓ Nuevas formas y soluciones plásticas.



Figura 11 Diseño Arquitectónico con Estructura de Acero

Fuente: Imágenes de Google

H. Ventajas constructivas

- ✓ Posibilidad de construir en terrenos de poca capacidad de soporte.
- ✓ Velocidad de construcción generada por la prefabricación mediana y pesada, que no pueden ser igualadas por otros sistemas.
- ✓ Menor tiempo construcción.
- ✓ Tolerancias muy pequeñas.
- ✓ Requiere poco espacio en patio de operaciones.
- ✓ Desarrollo de mano obra calificada.
- ✓ Facilidades de construcción entre medianerías y en zonas alta congestión.
- ✓ Facilidades para reformar y ampliar, horizontal y verticalmente, inclusive para edificaciones que están en funcionamiento.



Figura 12 Pórticos con Estructura de Acero

Fuente: Imágenes de Google

I. Ventajas ambientales

- ✓ Construcción seca.
- ✓ Bajo nivel de ruido y polvo.
- ✓ Bajo nivel de escombros y desechos.

J. Ventajas económicas

- ✓ El montaje rápido de la estructura y la mecanización hacen que el edificio funcione en mucho menos tiempo que una estructura de concreto armado, por lo que los costos financieros y los gastos generales se reducen.
- ✓ La eliminación de la placa de contacto y la reducción sustancial de la placa de soporte reducen considerablemente los costos.
- ✓ Su peso ligero comparado a otros sistemas es una ventaja, dado el impacto en la cimentación y el trabajo de manejo y transporte dentro de la obra.

K. Ventajas en la vida útil del edificio

- ✓ Gran flexibilidad como consecuencia de un número limitado de soportes.
- ✓ Excelente comportamiento en los casos de sismo por la capacidad de absorber y disipar energía.
- ✓ Adaptabilidad a los cambios de uso y destinación y como consecuencia incremento en la vida útil del edificio.
- ✓ Fácil desmantelamiento o demolición.

L. Desventajas del acero:

De acuerdo a MCCORMAC y CSERNAK (2012), se definen las siguientes desventajas:

L.1. Corrosión:

La mayoría de los aceros son susceptibles a la corrosión cuando están expuestos al aire y al agua y, por lo tanto, deben ser pintados periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros resistentes para ciertas aplicaciones tiende a eliminar ese costo.

L.2. Costo de protección contra el fuego:

Aunque los elementos de diseño son incombustibles, sus resistencias se reducen significativamente en las temperaturas que generalmente se logran en incendios cuando se queman otros materiales de construcción. Debido a que el acero es un excelente conductor del calor, y está desprotegido, puede transmitir suficiente calor de una sección a otra.

L.3. Susceptibilidad al pandeo:

Mayor es el peligro de pandeo cuanto más largos y esbeltos sean los miembros de compresión. En la mayoría de las estructuras, debido a sus altas tasas de resistencia al peso el empleo de columnas de acero es muy económico. Sin embargo, ocasionalmente, es necesario un poco de acero adicional para darles rigidez y no para pandearse.

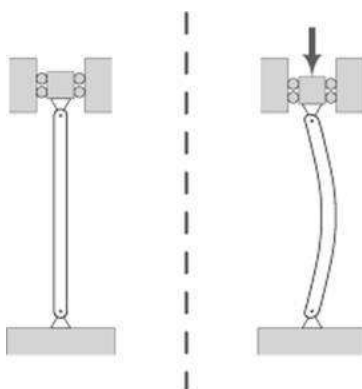


Figura 13 Efectos de Pandeo en una Estructura de Acero

Fuente: Cálculo de Estructuras de Acero: Caso de Esfuerzos Axiales (Columnas)

L.4. Fatiga:

Otra desventaja del acero es que su fuerza puede ser reducida si es sometida a un gran número de reversiones de la dirección del esfuerzo, o a un gran número de cambios en la magnitud de la tensión.

L.5. Otras desventajas:

- ✓ Los ruidos en el edificio en funcionamiento se transmiten con facilidad de unos espacios a otros.
- ✓ Necesidad de mano de obra especializada.
- ✓ Uso equipo costoso para el izaje.
- ✓ Control de calidad bastante riguroso.

2.2.6.2. Clasificación del acero estructural según su composición

Los aceros estructurales que existen en perfiles estructurales laminados en caliente como placas y barras pueden ser clasificados de acuerdo a su constitución química como aceros de alta resistencia, aceros de carbono, aceros tenaces a la corrosión de baja aleación y aceros templados y templados bajo aleación. En los Estados Unidos, “The American Society for Testing and Materials (ASTM)” mantiene y desarrolla los estándares relevantes de material para estos aceros. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la norma ASTM. (VINNAKOTA, 2006 pág. 30).

La Tabla 02 del Manual AISC 2011, muestra las especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales, y la Tabla 03, muestra los componentes y el uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM.

Tabla 2 Especificaciones aplicables del ASTM a diversos perfiles estructurales

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo de tensión F_u (klb/plg ²) ^a	Serie de perfiles aplicables												
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo			
											Rect.	Redondo				
Al carbono	A36	36	58-80 ^b													
	A53 Gr. B	35	60													
	A500	Gr. B	42	58												
			46	58												
		Gr. C	46	62												
			50	62												
	A501	Gr. A	36	58												
		Gr. B	50	70												
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100												
		Gr. 55	55	70-100												
Gr. 42		42	60													
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 50	50	65 ^d												
		Gr. 55	55	55												
		Gr. 60 ^e	60	60												
		Gr. 65 ^e	65	65												
		Gr. I & II	50 ^f	70 ^f												
	A618 ^g	Gr. III	50	50												
		50	50 ^h	60 ^h												
	A913	60	60	75												
		65	65	80												
		70	70	90												
A992	50	65 ⁱ														
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j													
		46 ^k	67 ^k													
		50 ^l	70 ^l													
	A588	50	70													
	A847	50	70													

= Especificación recomendada para el material
 = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 = La especificación de material no aplica

^a Mínimo a menos que se muestre un rango.
^b Para perfiles arriba de 426 lb/plg, sólo aplica el mínimo de 58 klb/plg².
^c Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1/2 plg solamente. Para mejorar la soldabilidad, puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 90 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).
^d Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).
^e Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.
^f A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.
^g El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de 3/8 plg y menor. Para espesores de muro mayores que 3/8 plg, $F_y = 46$ klb/plg² y $F_u = 67$ klb/plg².
^h Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg² y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).
ⁱ Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una fórmula equivalente para el carbono.
^j Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.
^k Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1/2 plg y menor que o igual a 2 plg solamente.
^l Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1/2 plg solamente.

Fuente: Manual de Construcciones de Acero AISC – Segunda Edición

Tabla 3 Componentes y uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM

ASTM	Tipo de acero	Componentes	Uso recomendado	Fy (ksi)	Fu (ksi)
A 36	Al carbono	C Mn Cu	Puentes, edificios y otras estructuras empennadas y soldadas.	36 ¹	50 - 80
A 529				42	60 - 85
A 441	HSLA	C Mn Cb Va Cr Si Cu Ni	Puentes, edificios y otras estructuras empennadas y soldadas.	40 - 50	60 - 70
A 572	HSLA		Construcciones empennadas y soldadas. No para puentes soldados de acero con Fy =55 ksi o mayores	42 - 65	60 - 80
A 242	HSLA y resistente a la corrosión atmosférica.		Construcciones empennadas y soldadas. Técnica de soldado muy importante.	42 - 50	63 - 70
A 588	HSLA y resistente a la corrosión atmosférica.		Construcciones empennadas	42 - 50	63 - 70
A 852	De baja aleación, templado y revenido.		Construcción soldada, empennada. Principalmente para puentes y edificios soldados. Técnica de soldado de importancia fundamental.	70	90 - 110
A 514	Aleados templados y revenidos.	Agentes aleantes en exceso.	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada. No usar se la ductilidad es importante.	90 - 100	100 - 130

Fuente: Manual de Construcciones de Acero AISC – Segunda Edición

A. Sistemas estructurales de acero para edificios. Según VINNAKOTA (2006). Es común el uso de marcos o armazones de vigas y columnas de acero en la construcción de edificios. En una estructura de edificio típica basada en marcos o estructuras, los miembros horizontales llamados vigas soportan las cargas de gravedad de las losas de concreto o con placa colaborante; y transportan a otros miembros horizontales llamadas viguetas también conocidos como vigas. Las vigas o viguetas transfieren esas cargas a los miembros verticales conocidos como columnas, que a su vez descansan sobre bases de concreto o pedestales que reposan en el suelo, que finalmente soportan todas las estructuras del edificio. Esta transferencia de cargas inexplicables es válida para cargas de gravedad, pero cargas o fuerzas laterales como viento y sismo al mando de resistir a esas cargas se llaman arriostres o contraventeos y marcos o porticos resistentes al momento (uniones vigas - columna rígida o momento). En

los sistemas estructurales las resistencias a las cargas laterales se clasifican en marcos o pórticos contraventeados y marcos o porticos no contraventeados (o marcos o porticos resistentes al momento).

B. Sistemas de entresijos y diafragmas horizontales. Según VINNAKOTA (2006). El sistema de entresijo consiste en el sistema compuesto de losa compuesta o losa con placa colaborante con arreglo de viguetas de piso unidas a la losa, utilizando dispositivos de transferencia mecánicos denominados conectores de corte o pernos de corte y vigas o trabes con dependientes espaciados de las columnas y las tipologías del edificio. Dicho sistema de losa con placa colaborante consiste en un encofrado en placa de acero laminado en frío conocido como placa colaborante, más una losa en concreto armado, cuyo espesor obedece a los escenarios de luz entre los soportes o los apoyos y las cargas que soportan.

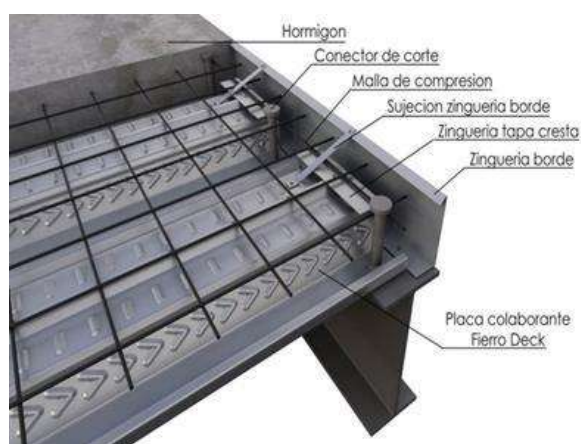


Figura 14 Detalle de Losa Colaborante

Fuente: Fierro Deck, sistema constructivo con placa colaborante.

C. Sistemas de cortante resistentes a cargas laterales. Según VINNAKOTA (2006), los sistemas de cortante pueden dividirse en cuatro tipos: marcos a cortante con contraventeo concéntrico, marcos a cortante con contraventeo excéntrico, muros de cortante y marcos de cortante resistentes a momento.

Las Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero (“Seismic Provisions For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 341-10, clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos.

Tabla 4 Clasificación de sistemas estructurales según ANSI/ AISC 341-10

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Fuente: Manual de Construcciones de Acero AISC – Segunda Edición

2.2.6.3. Diseño estructural de una edificación en acero estructural

A. Estructuración de losa con placa colaborante o losa compuesta.

La losa con placa colaborante está estructurada por cargas gravitacionales, dirigiendo nervios o costillas de la placa colaborante perpendicular o paralela al conjunto de dirección vigas intermedias debido a la presencia de conectores de corte, ambos sentidos aseguran una acción compuesta pero recomendada la dirección de nervios o costillas de la placa colaborante de la losa compuesta perpendicular a las vigas intermedias debido a la simplicidad del cálculo de vigas de acuerdo con las especificaciones del AISC. La losa compuesta permite la existencia de un diafragma rígido (unidad de la estructura), como definido anteriormente, asume un papel importante ante las cargas sísmicas.

B. Estructuración de vigas compuestas intermedias (vigas de piso o viguetas).

Las vigas transversales son estructuradas por cargas de gravedad por referencia al principio de losas aligeradas en una dirección del concreto armado, que es tratar la luz más corta, esto posee un fundamento que la deflexión y los esfuerzos de las vigas será menor, pero queda a criterio del ingeniero estructural darle dirección dependiendo del tipo de construcción considerando siempre la parte económica (para los edificios regulares y cuadrados se pueden abordar en cualquier dirección). Las vigas intermedias y la losa que forma el diafragma rígido compuesto de modo a cooperar para que responda adecuadamente la estructura ante cargas sísmicas. En los concerniente de las vigas de perfiles de acero W, están orientados hacia el eje de mayor inercia y rigidez, es decir, el eje fuerte o mayor eje X (de modo que la flexión de gravedad de carga alrededor de ese eje, considerando que los cálculos se realizan por flexión de las propiedades del eje de flexión), esto se hace principalmente por cargas sísmicas y cargas de gravedad que no son muy importantes.

C. Estructuración de vigas (vigas peraltadas que forman pórtico en X y Y). Las vigas se estructuran en primera instancia respetando la arquitectura proporcionada a las cargas de gravedad y las cargas sísmicas se estructuran para guiar la mayor dimensión de la sección transversal del peralte de la viga (vigas peraltadas), porque la deflexión de la viga es recíprocamente proporcional a la inercia (momento de inercia) de la sección transversal (mayor peralte menor deflexión de la viga y viceversa), también el grado de peralte de las vigas también es importante para controlar las deformaciones laterales de las construcciones formadas por pórticos rígidos, ya que intervienen claramente en la determinación de la rigidez lateral.

Al tratarse de las vigas de acero perfil W, los criterios anteriores se estructuran bajo lo mencionado, para lo cual la sección transversal se orienta alrededor del eje de inercia de mayor rigidez y, es decir, el eje fuerte o mayor eje X (de modo que la flexión de la gravedad de carga sea alrededor de ese eje; cuidar que los cálculos para doblaje se realicen con las propiedades del eje de flexión), esto se hace en dos direcciones del edificio para asegurar la resistencia y rigidez para cargas sísmicas.

Debido a las cargas sísmicas se estructuran de acuerdo con el criterio de que los ataques de sismo en ambas direcciones (X, Y), por lo tanto, se debe tener algunas columnas peraltadas en una dirección y otras peraltadas en la dirección perpendicular, al tratarse de columnas de perfiles de acero se deben tener columnas orientadas en relación a su eje fuerte o eje mayor XX en ambas direcciones, con el principal objetivo de proporcionar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones del edificio. Si los marcos con arriostres o contraventados apoyados (marcos = cuadros) se utilizan en una dirección y los otros marcos se refieren rígidamente o el momento e una dirección contraria, se sugiere que antes del sismo las columnas están orientadas de modo que la flexión alrededor del eje principal este asociado con

marcos rígidos; y el doblado sobre el eje más pequeño está asociado con marcos arriostrados, lo que no es muy común en construcciones de acero estructural, porque en ambas direcciones se emplean uniformemente sistemas estructurales de marcos arriostrados y rígidos.

D. Estructuración de arriostres o contravientos. Los arriostres son estructurados por cargas sísmicas (no carga de gravedad), en ambas direcciones formando marcos (pórticos) o contraventados (o arriostrados), éste depende del control de desplazamientos o derivas de entresijos, como los sismos actúan en ambas direcciones, debemos proporcionar rigidez lateral, estabilidad y resistencia de la estructura antes de que el sismo actúe con cargas en ambas direcciones.

Los arriostres deben ser estructurados respetando la arquitectura propuesta en el proyecto, por qué existen varios tipos de arriostres o contravientos y elegir el que mejor le convenga e interactuar con el proyecto; también debe estar ubicado simétricamente en la planta para evitar efectos de torsión en la planta la estructura.

E. Estructuración de conexiones. Las conexiones se pueden estructurar para las cargas de gravedad y cargas sísmicas, tales como conexiones simples o a cortante, conexiones rígidas o a momento. (incluyendo conexiones semirrígidas), que depende del juicio y la experiencia de muchos factores (tales como tiempo, economía, rigidez, estabilidad, fuerza, etc.) del ingeniero estructuralista, debiendo asegurar el buen funcionamiento antes de ambas solicitudes de carga.

Para cargas de gravedad las conexiones pueden ser simples, ya que las conexiones y los elementos conectados (viga - columna) será suficiente para resistir las cargas de gravedad como vigas soportadas simplemente, este enfoque podría ser tomado para reducir el tiempo

de conexión (porque una conexión simple se hace más rápido que una conexión en el momento). La elección de la conexión depende de varios factores y cada uno debe ser analizado para elegir la solución más ideal para cargas gravitacionales, se utilizan conexiones simples o a momento.

Para cargas de sismo las conexiones pueden ser simples, esto, siempre que las conexiones y los elementos conectados (viga - columna - arriostre) será suficiente para soportar las cargas laterales, puede ser tomado cuando estos parámetros de contraventamientos o arriostres sean tomados (forman marcos contraventados) para dar rigidez lateral, resistencia y estabilidad a la estructura. Si no se utiliza contraventamientos o arriostres se deben emplear conexiones a momentos en los elementos de conexión (viga - columna), formando marcos rígidos para dar rigidez lateral estabilidad y resistencia a la estructura, que no se logra óptimamente cuanto depende del control de deriva o desplazamientos de entrepiso normalmente por marcos rígidos y se tiene que elegir los marcos contraventados o combinación de ambos sistemas estructurales.

En conclusión a cargas sísmicas y conexiones simples o momento la prioridad es para asegurar la estabilidad de la estructura y cada uno de sus elementos conectados que son usados.

F. Estados límite de resistencia. Según VINNAKOTA (2006). Los estados límites de resistencia están relacionados a la seguridad contra cargas externas durante la vida proyectada de la estructura, de modo que dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura.

Los estados límites de resistencia pueden variar de un miembro a otro, y varios de ellos pueden ser aplicados a un determinado miembro. El estado límite que gobierna es aquel que resulta en la menor resistencia del diseño. Por ejemplo, algunos de los posibles

estados límites de resistencia para una viga de acero laminado son resistencia a la flexión, resistencia al cizallamiento, resistencia de pandeo lateral y pandeo local de la placa de patín o de la placa del alma. Y así cada elemento estructural tiene sus propios estados límites de resistencia.

Los siguientes estados límites resistentes son los más comunes: fluencia, pandeo y ruptura.

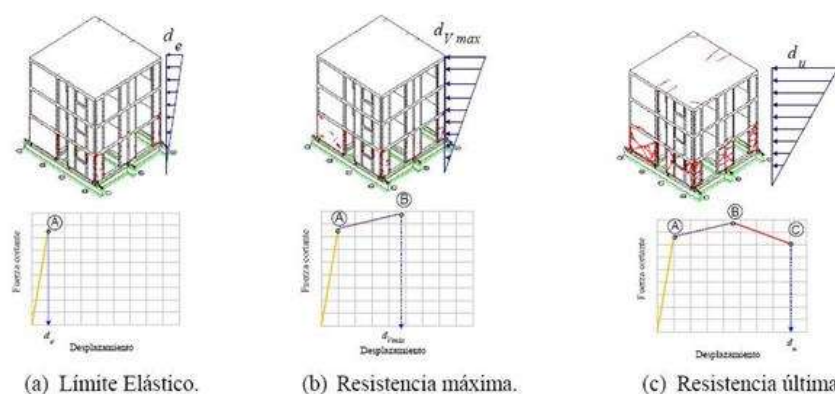


Figura 15 Caracterización del incremento de desplazamiento en la curva envolvente

Fuente: Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de acero.

Sergio Alcocer M.1, Hugo Hernández B.2, Harry Sandoval R.3

G. Estados límite de servicio. Los estados límites de servicio están relacionados con los requisitos funcionales de la estructura en condiciones normales de servicio. ZAPATA (1991)

Ellos fueron formulados para evitar el mal funcionamiento de la estructura por el uso diario.

Aunque no causa fallas en la estructura, puede causar molestias a los ocupantes, problemas a los elementos no estructurales y reducir o hasta eliminar beneficios económicos. Los estados de servicio de límite incluyen limitaciones de deflexión de un rayo, desplazamiento lateral de una columna, rotación de una conexión, así como vibraciones de un rayo de suelo, entre otros.

H. Diseño para condiciones de resistencia. Las especificaciones del AISC proporcionan dos métodos aceptables para diseñar los miembros estructurales de acero y sus conectores. Estos son el diseño para factores de carga y resistencia (LRFD: Diseño de factor de carga y resistencia) y el diseño para tensiones permisibles (ASD: Diseño de resistencia admisible). Es importante percibir que tanto el método LRFD como el ASD utilizan los mismos métodos de análisis estructural, porque el comportamiento de una estructura dada es independiente del método de proyecto.

I. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Según SEGUI (2013). El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla.

Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y un miembro que tiene resistencia suficiente contra las cargas factorizadas es seleccionado. Además, la resistencia teórica (o resistencia nominal) del miembro se ve reducida por la aplicación de un factor de resistencia. La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga generalmente son mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencia es generalmente menor que la unidad. Las cargas factorizadas son las cargas que conllevan la estructura o el miembro hasta el límite.

Al método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), se le conoce también como “diseño por estados límites” ya que se basa en los conceptos de estados límite ya vistos anteriormente. Tener en cuenta que las especificaciones del LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta “libertad” en el área de los estados límite de servicio.

Además, el método LRFD emplea criterios de la teoría plástica (los miembros diseñados por la teoría plástica alcanzan el punto de falla bajo las cargas factorizadas pero son seguros bajo las cargas de trabajo reales).

- J. Diseño de losa con placa colaborante o losa compuesta.** "En respuesta a los requisitos económicos y funcionales exigidos por el proyecto y la construcción de ingeniería, el sistema estructural para la fabricación de placas conocidas mundialmente como STEELDECK, formado por placas preformadas, fue introducido en el Perú hace algunos años, hecho de acero estructural, que, tras un proceso de preformación, alcanza una muy elevada inercia en la dirección de preformación, permitiendo cargas elevadas en el proceso de construcción, haciendo la función de una plataforma de trabajo y de encofrado. El sistema también tiene una malla de la temperatura y el revestimiento de concreto, que cuando está fijado, permanece atado a la placa de acero, y ambos materiales pasan a funcionar como una sección compuesta de acero / concreto. En Perú, bautizamos el sistema STEEL DECK como el sistema de placas colaborativas Steel-Deck. " (ACERO - DECK, 2005 pág. 4). Una losa compuesta se define como la unión de la placa colaborante con el concreto, en la cual la placa colaborante actúa como acero de refuerzo para momento positivo, para contrarrestar los esfuerzos de tracción generados en la parte inferior de la losa, mientras que el concreto lo hace en compresión en la parte superior de la losa. El manual técnico "para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso" Acero - Deck, guía en el diseño de la placa colaborante.

Además, para su diseño seguir los requisitos de la NORMA E.060 (2009) de concreto armado del RNE.

K. Diseño de elementos en flexión (vigas peraltadas en X y Y). Las vigas son miembros estructurales que resisten cargas transversales y están sujetas principalmente a la flexión. Las vigas son generalmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero eso no siempre es necesariamente el caso. Se considera que un miembro es una viga si se carga de modo que la flexión sea generada en él.

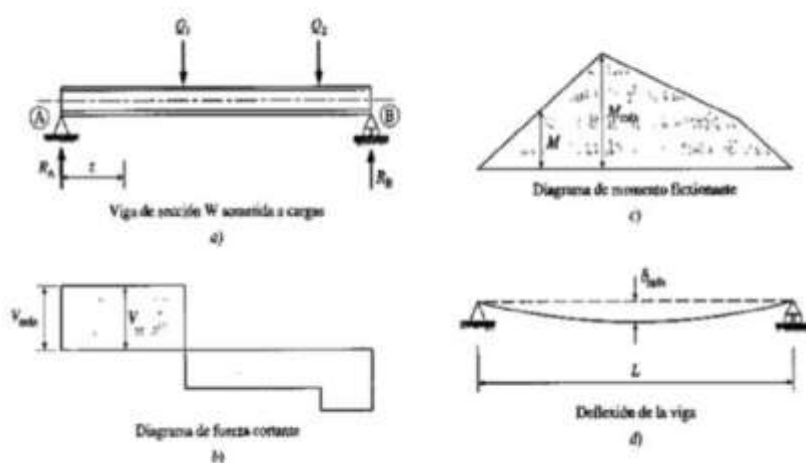


Figura 16 Diagrama de fuerza cortante, diagrama de momento flector y deflexión de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W)

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

L. Perfiles usados como vigas. SEGUI (2013). Los perfiles más usualmente empleados son los W, S, y M. Los perfiles en canal son ocasionalmente usados, como las vigas compuestas por placas en forma de I, H o en caja. Los perfiles doblemente simétricos como los perfiles estándar rolados W, M y S, son los más eficaces.

Estos perfiles son muy eficientes cuando en el plano del alma se cargan y tienen soporte lateral. La ventaja de estos perfiles es que un gran porcentaje del metal se concentra en los patines, donde es sometida a mucho esfuerzo y tiene un gran y efectivo brazo de palanca. En general, los perfiles de sección transversal con al menos un eje de proporción se eligen para vigas de acero. Además, la viga es generalmente colocada de modo que todas las cargas y reacciones

comprendan el plano de la simetría. Esto produce flexión con corte, pero evita torsiones. Se dice que el elemento está en flexión simple y todas las deformaciones ocurren en el plano de la simetría.

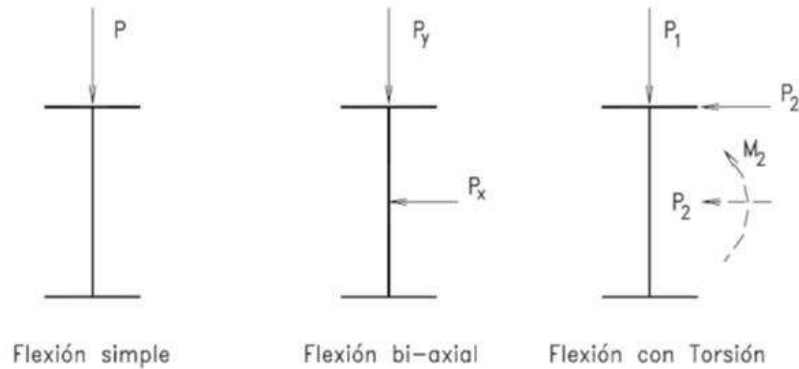


Figura 17 Tipos de flexión que se presentan en una viga de acero de patín ancho (perfil I o W)

Fuente: (ZAPATA, 1991)

MCCORMAC y CSERNAK (2012). Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Los perfiles W, poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso porque tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S, además de que tienen una rigidez lateral apreciable y son relativamente anchos.

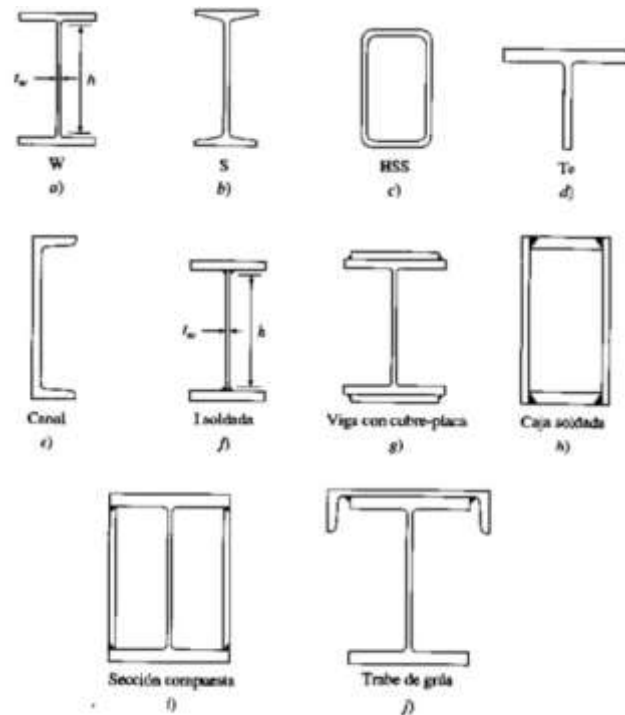


Figura 18 Diferentes secciones de acero utilizadas como vigas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

M. Diseño de elementos en compresión (columnas cargadas axialmente y arriostres o contraventeos)

Una columna es un elemento estructural utilizado para transmitir una fuerza de compresión a través de un trayecto recto hacia el eje longitudinal del elemento. Cualquier miembro en compresión, sea horizontal, vertical o inclinado, se llama columna, si la fuerza de compresión que transmite es la fuerza fundamental que determina su comportamiento estructural.

Los perfiles W son los más comunes para columnas de edificios y para los miembros a compresión de puentes carreteros.

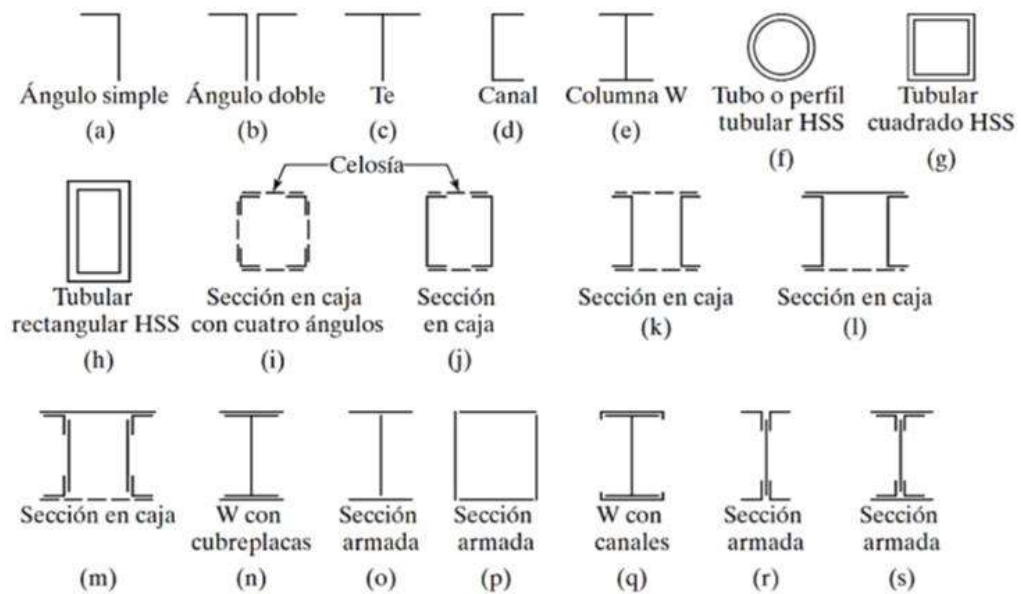


Figura 19 Diferentes secciones de acero utilizadas como columnas

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Puede ser que una columna que soporta la carga de compresión axial sea tan grande que un perfil laminado simple no pueda proporcionar suficiente espacio. En este caso, puede elegir secciones armadas que consisten en varios elementos o perfiles laminados para cumplir con los requisitos.

Para elegir el tipo de perfil más ideal que se utilizará como una columna, los estados de límite de pandeo a los que la columna estará sujeta deben ser evaluados, pues el estado de pandeo es un escenario de desequilibrio de la columna. Por esta razón, el perfil W es el más utilizado en edificios, porque presenta un comportamiento mejorado contra los estados límites de pandeo, que serán discutidos más adelante.

N. Diseño de elementos sujetos a flexión y carga Axial en compresión - flexocompresión (columnas a flexocompresión). Según SEGUI (2013). Los miembros de flexocompresión (vigas - columnas) en estructuras de porticos o marcos son realmente las

columnas, que en el diseño de la estructura de acero se conocen como vigas - columnas y éstas son generalmente sujetas sólo a fuerzas en las extremidades. Típicamente, la fuerza axial de las vigas - columnas en las estructuras de marcos o pórticos es debido a la carga axial transferida por la columna que está por encima del miembro en análisis, y el corte en las extremidades de las vigas principales X e Y. Los momentos de flexión en las extremidades de vigas – columnas, o en estructuras de marcos o de porticos representan resistencia impuesta de las vigas principales, en las direcciones X e Y que actúan sobre los dos planos principales (X e Y) del marco o pórtico (estos momentos de flexión biaxial son debido a la acción en el espacio del sistema reticular).

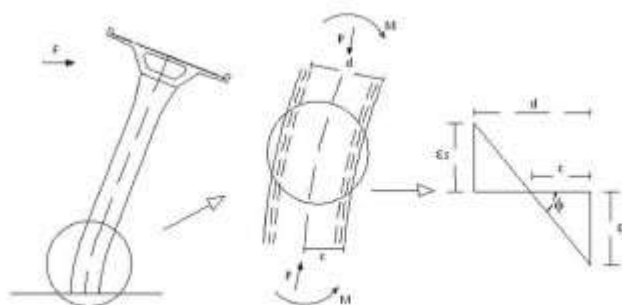


Figura 20 Deformación de una columna sometida flexocompresion

Fuente: Cálculo de Estructuras de Acero: Caso de Esfuerzos Axiales (Columnas). CONSTRUMATICA

O. Diseño de elementos en tensión o tracción (arriostres o contraventeos). Según VINNAKOTA (2006). Los miembros de tensión se definen como elementos estructurales sujetos a fuerzas axiales en tensión. Se emplean muchos tipos de estructuras, incluyendo miembros de armaduras, anclajes para edificios, etc., para cualquier material, el único factor que determina la resistencia es el área de la sección transversal, por ello cualquier configuración de sección transversal puede ser usada.

Cualquier perfil de acero disponible puede ser utilizado como un miembro activo. La elección de la sección que se va a utilizar está gobernada en gran parte por el tipo de conexión final utilizada para

conectar el miembro al resto de la estructura. Idealmente, la conexión final está diseñada de modo que la fuerza de tensión se aplique al miembro concentráticamente. En estructuras soldadas, en general, conexiones con miembros adyacentes se pueden hacer directamente por superposición o extremo. Sin embargo, en estructuras atornilladas, generalmente cada conexión requiere una placa de unión.

La selección de un perfil para ser utilizado como miembro de tensión es uno de los problemas más simples, porque no hay peligro de pandeo del miembro y eso depende del proyectista.

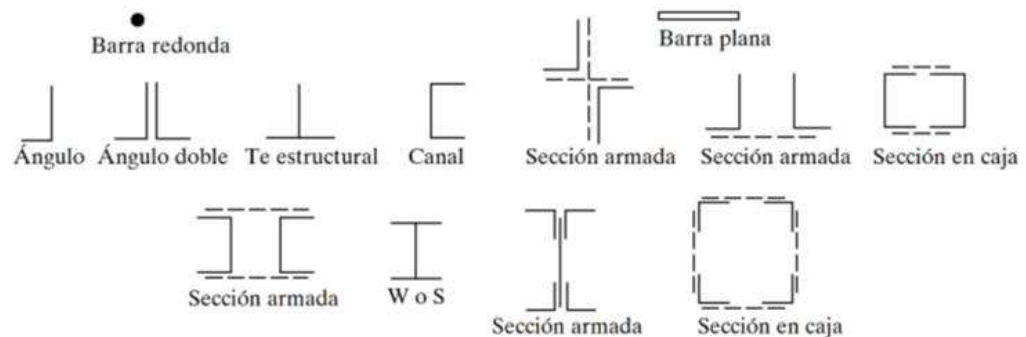


Figura 21 Diferentes secciones de acero utilizadas como miembros en tensión

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Puede ser que la carga axial de tensión que soporta un miembro sea tan grande que un perfil laminado simple no pueda contribuir con el área necesaria. En este caso, puede elegir secciones armadas que consisten en varios elementos o perfiles laminados para cumplir con los requisitos.

P. Diseño de elementos compuestos (viga compuesta intermedia o viguetas). Cuando se utiliza el sistema de Steel deck o placa colaborante (conocido en Perú como Acero deck), la placa colaborante actuara como refuerzo en tracción. Por lo tanto, sería una sección compuesta formada por acero estructural y concreto armado.

Esto se debe para garantizar la acción compuesta al uso de conectores de corte. "Este comportamiento unificado sólo es posible si el desplazamiento horizontal entre los dos componentes es impedido. Esto puede lograrse cuando la fuerza de corte horizontal en la interfaz es soportada por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de corte. "(SEGUI, 2013 pág. 593).

En los sistemas de edificios y puentes normalmente vigas y columnas compuestas se utilizan; en el proyecto de tesis en cuestión sólo se enfocará diseñar vigas compuestas porque sólo el diseño de éstos se realizará, como las columnas serán de acero estructural del tipo W. Las vigas compuestas puede asumir varias formas: las primeras versiones consistían en vigas embutidas en el concreto, esto se hizo para proteger el acero estructural del fuego, pero ahora hay métodos más ligeros y económicos para la protección contra el fuego para las vigas embebidas son raramente utilizados (por lo caro), en lugar de ello el comportamiento compuesto se logra a través de la conexión de la viga de acero a la losa de concreto armado (en caso de utilización de Steel deck o placa colaborante sólo sería concreto) que soporta, de modo que las dos partes actúen como una unidad y eso se logra con el uso de los conectores de corte (ellos son soldados a la viga).

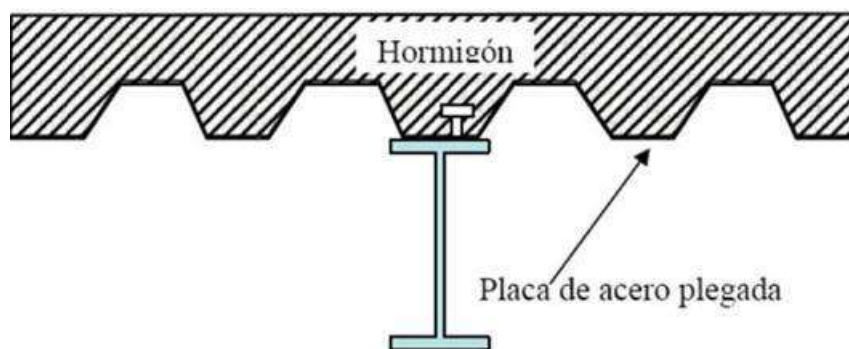


Figura 22 Vigas de Acero con Losa Colaborante

Fuente: STEEL DECK 2018

Q. Diseño de conexiones. Una conexión es conceptualizado como el total de las partes componentes utilizadas para unir a los miembros e incluye elementos afectados (como almas patines de columnas y vigas de patines), elementos de conexión (tales como placas de conexión o soportes, platos, ángulos y T) y conectores (como tornillos o tornillos, soldaduras y pines). En las estructuras de acero, las conexiones deben transmitir fuerzas de las extremidades de los miembros, formadas por fuerzas axiales (tensión o compresión), momentos flectores, fuerzas de corte o torques, que se aplican individualmente o en combinación.

"Una conexión se define entonces como la alianza de dos o más elementos estructurales, ya sea para dar una extensión a ellos o para obtener nosotros que produzcan un comportamiento deseado para la estructura." (ZAPATA, 1991 pág. 301).

2.2.7. Diseño de Cimentación

La cimentación conforma un elemento estructural que se encarga de transmitir las cargas al suelo. El objetivo es que los esfuerzos generados por el nuevo edificio no excedan el esfuerzo admisible del suelo y tengan un factor de seguridad adecuado en la estructura.

2.2.7.1. Predimensionamiento de zapatas. Para cualquier tipo de zapata se debe lograr que los esfuerzos transmitidos al suelo en base a las cargas de servicio sea menor que el esfuerzo admisible del suelo. El análisis se realiza bajo cargas de servicio, ya que el Ingeniero de Suelos usa un factor de seguridad en el valor de esfuerzo admisible del suelo: $s \text{ ad } \sigma \leq \sigma \text{ ad}$.

Para el cálculo de esfuerzos se debe evaluar las cargas axiales y momentos flectores, estos últimos originan que los esfuerzos no sean constantes, sino variables.

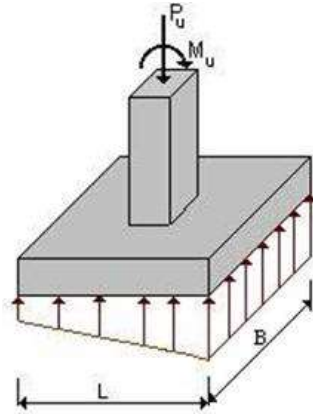
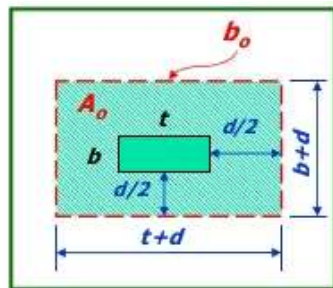


Figura 23 Cargas Actuantes en Zapatas Aisladas

Fuente: **Cómo calcular una zapata con flexión esviada. Estructurando**

2.2.7.2. Análisis por punzonamiento. El peralte de la zapata debe ser capaz de evitar una falla por punzonamiento. Esta falla ocurre a “d/2” de la cara, por lo que se debe proporcionar una resistencia al área a alrededor de “d/2” de la columna o placa con el fin de soportar la fuerza generada.

Este análisis se realiza bajo cargas últimas como todo elemento de concreto armado. Además, σ_u viene dado por σ_{ad} amplificado por 1.6.



$$\beta_c = \frac{\text{Lado Mayor}}{\text{Lado Menor}}$$

$$\beta_c = \frac{t}{b}$$

V_u = Cortante actuante

V_c = Cortante Admisible del concreto

$$V_u = P_u - W_u \cdot A_o$$

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right] \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \leq 1.1 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

Debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \quad ; \quad \phi = 0.85$$

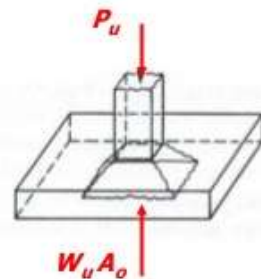


Figura 24 Teoría del Punzonamiento

Fuente: **Cómo calcular una zapata con flexión esviada. Estructurando**

2.2.7.3. Análisis por fuerza cortante. En cualquier elemento estructural se debe cumplir que la fuerza cortante a “d” de la cara debe ser menor que la resistencia proporcionada por el concreto.

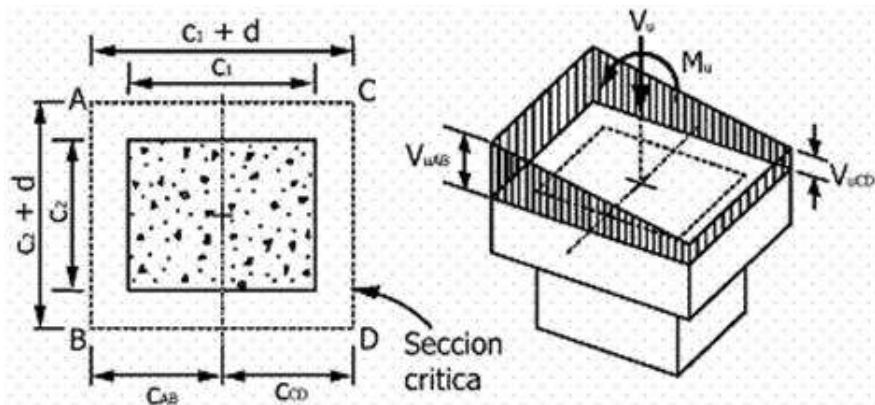


Figura 25 Fuerza Cortante en Zapatas

Fuente: Imágenes de Google

2.2.7.4. Diseño de Zapatas Aisladas. Para ejecutar la construcción de una zapata, las cimentaciones y estructuras de las edificaciones ubicados en terrenos de naturaleza heterogénea, o con discontinuidades, deben ser autónomos, para que las diferentes partes del edificio tengan bases estables.

Para todos los tipos de zapata, el plano de soporte de esta debe ser rebajado en 10 cm. en el estrato del suelo.

La profundidad de desplante de las zapatas se fijan sobre la base del informe de mecánica de suelos, sin alterar el comportamiento del suelo bajo la cimentación, debido a las variaciones de la capa freática o posibles riesgos debido a la helada. Es conveniente alcanzar una profundidad mínima por debajo de la altura de la superficie de 50 o 80 cm. en las zonas afectadas por esas variables.

En el caso en que el edificio presente una articulación estructural con soporte duplicado (dos pilares), una sola zapata se hace para los dos soportes.

El concreto de consistencia plástica debe ser utilizado, con agregados alrededor de 40 mm de tamaño.

En la ejecución, y antes de verter el concreto, descarte en el fondo una capa de concreto pobre de aproximadamente 5 cm de espesor, antes de colocar los refuerzos.

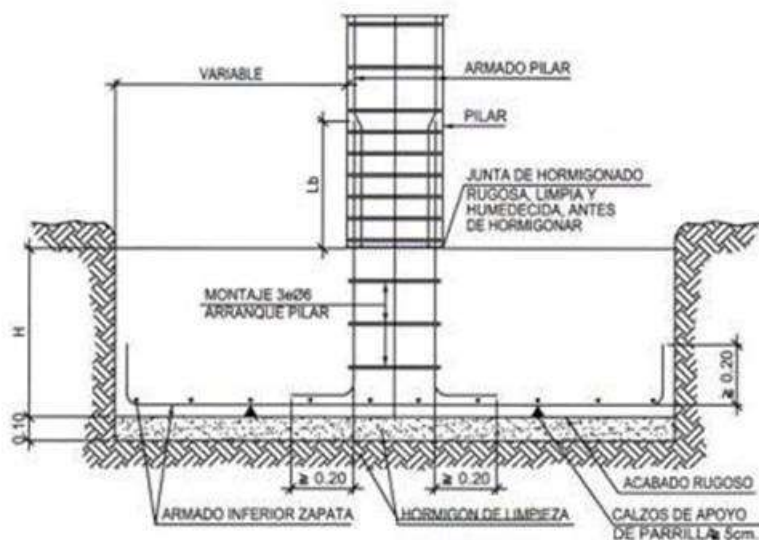


Figura 26 Zapata Aislada

Fuente: 02 Cálculo de zapatas – Proyectos de edificación

2.2.7.5. Placas base y pernos de anclaje para columnas. Las columnas de acero generalmente se apoyan en bases o pedestales de concreto, para transmitir la carga a la cimentación. Los esfuerzos de compresión en las columnas de acero son cuantiosamente más elevados que los esfuerzos de compresión del sistema de concreto armado. Por lo tanto, una placa de acero laminado, llamada placa base, normalmente se inserta entre la columna y la base de concreto para distribuir la carga de la columna hasta un área suficiente de la base, lo que evita la fractura del concreto (es decir, tiene como objetivo distribuir la carga de la columna en un área adecuada de soporte sobre el concreto armado para evitar aplastarlo). Además, la placa base sirve para anclar la columna a la fundación mediante tornillos de anclaje (la columna debe anclarse a la placa base y es a las cimentaciones de concreto).

Debido al hecho de que la placa base se proyecta fuera de las dimensiones de la columna, la presión de soporte de la cimentación causa la curvatura en la placa base. Sin embargo, comparando con placas de soporte de vigas, en las cuales la flexión ocurre en una dirección, las placas base de las columnas están sujetas a flexión en dos direcciones, y cada dirección debe ser supuesta por separado. Además, el aplastamiento del alma y la fluencia del alma no influyen en el diseño de las placas base de las columnas.

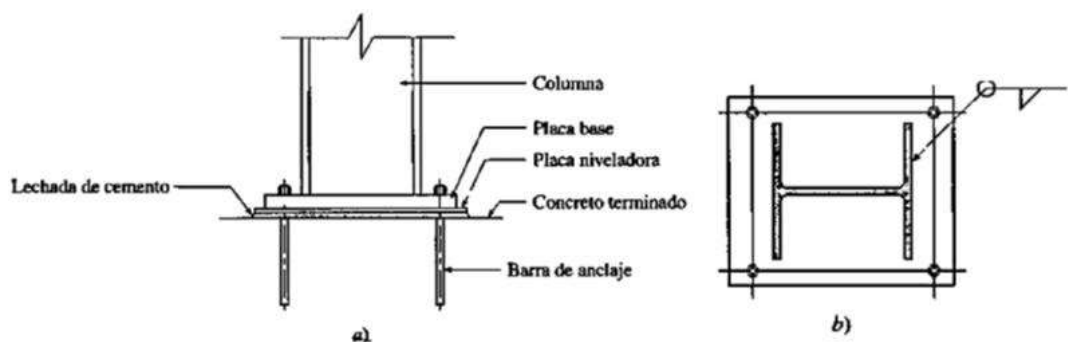


Figura 27 Detalle de placas base y pernos de anclaje para anclar columnas de acero a la cimentación

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

2.2.8. Metrados

Podemos definir el metrado como la cantidad a ser obtenida, definida por el nombre de la partida y su unidad, que es calculada por mediciones limitadas en los planos.

El cálculo del metrado es útil para saber cuánto trabajo será evaluado, presupuestado y programado. Además, esta información se utiliza para calcular la cantidad de materiales de construcción, el número de horas-hombre y las horas utilizadas para un determinado elemento a evaluar.

2.2.9. Costos y presupuestos de construcción

2.2.9.1. Definición de Presupuesto de obra. Se basa en el costo probable de la construcción de un proyecto incrementado con un margen de beneficio

(utilidad). Tiene por finalidad dar un valor lo más aproximado y real posible del costo de la ejecución de un proyecto, además ayuda a planificar y administrar los recursos económicos de la obra.

2.2.9.2. Estructura del Presupuesto. El presupuesto de obra se está desarrollando a Suma Alzada, entonces usted tiene que hacer metrados de los diversos artículos de trabajo con un nivel más alto de precisión, teniendo en cuenta que un mal resultado de metrado, llevaría a un costo imprevisto u oculto, que se vuelve caro durante la construcción. Además, hay elementos que serán subcontratados, que serán enviados para listar con varias empresas del elemento eligiendo aquel que tenga un equilibrio entre experiencia y costo.

Para obtener el costo de una actividad, será necesario determinar los precios unitarios, que muestran en detalle el valor de cada unidad de trabajo y los elementos que la componen, convirtiéndose así en la mejor herramienta para analizar cada elemento. y tratar de optimizarlo en la perspectiva de mejorar el rendimiento y reducir los costos. De igual manera, el resultado del producto entre los metrados y los precios unitarios definirá el costo directo de cada ítem y de todos ellos.

Finalmente, el presupuesto se completa con los costos indirectos (que se establecen en el contrato de construcción), obteniendo como resultado el presupuesto de trabajo, que servirá de base para futuras evaluaciones y avances físicos del trabajo.

2.2.9.3. Creación de partidas y sub partidas. La palabra partida en la construcción puede ser definida como el nombre en el cual el trabajo a ser hecho es identificado: cuantificar, presupuestar, evaluar y programar las actividades del trabajo.

Los elementos y subíndice se crearon a partir de la definición de la estructura de descomposición del trabajo (EDT), que posee una estructura jerárquica que consiste en todos los productos finales. De la

misma forma, éstos también vienen de todas las tareas y recursos necesarios para la construcción del edificio.

La creación de partidas y sub-partidas fue desarrollada de acuerdo con la norma técnica de metrados para obras de construcción.

2.2.9.4. Costo de los materiales de construcción. Para estimar el costo de materiales de construcción, los siguientes parámetros serán tomados en consideración: la contribución unitaria y el precio de los materiales.

La contribución de la unidad de materiales correspondiente al importe de material o suministros necesarios por unidad de medida (m³, m², etc), que puede determinarse por encima de los registros de obra, lo que hace que este valor sea más real.

Además, el precio del material será afectado por el flete terrestre, que es un costo adicional para ello debido al transporte de la fábrica o proveedores para el trabajo. Para fines de oferta y demanda debe elegir a través de contribuciones a la empresa con el mejor precio y servicio, considerando que esta investigación de precios debe ser conducida cuidadosamente y que el grado de precisión del presupuesto depende de la confiabilidad de esta información.

2.2.9.5. Costo de mano de obra. Para estimar el costo de la mano de obra se debe tener en cuenta los siguientes parámetros: el costo hora - hombre y el rendimiento de un obrero o cuadrilla para efectuar un trabajo determinado (parámetro más difícil de evaluar por tratarse del factor humano). Este último permite determinar el aporte unitario de mano de obra.

El costo hora - hombre se calcula teniendo como base un jornal laboral de 8 horas diarias con un total de 48 horas semanales y según el Acta Final de Negociación Colectiva en Construcción Civil.

2.2.9.6. Costos de equipos, máquinas y herramientas. Para estimar el costo del equipo a utilizar en obra se tendrán en cuenta los siguientes

parámetros: el costo hora - máquina (obtenido del costo del alquiler del equipo por hora) y el rendimiento de la maquinaria (cantidad de trabajo que realiza por jornada).

El costo del alquiler del equipo está basado en una jornada de 8 horas de trabajo diarias. Considerando que este precio estará definido según la oferta y la demanda, se puede escoger muy buenos precios que beneficiaran económicamente a la obra. El costo del alquiler no incluye el impuesto general a las ventas. Para efectos de la Tesis se consideró que si el precio del alquiler por el tiempo requerido en obra excedía el precio del valor del equipo, este sería comprado para evitar gastos innecesarios.

Para el rendimiento de la maquinaria y equipos en general, se tendrá que tener en cuenta la información del fabricante así como la experiencia del equipo técnico, debido a que este rendimiento puede ser afectado debido a descoordinaciones en obra u otras actividades, como por ejemplo movimientos del personal al servicio de una determinada actividad, falta de experiencia del personal encargado, etc.

Para establecer el costo directo de las herramientas y equipos menores a utilizarse se estima un porcentaje del costo de la mano de obra, que podrá ser entre el 3% al 10% dependiendo del desgaste de estas en el proceso de la ejecución de las partidas.

2.2.9.7. Análisis de precios unitarios. "Se podría definir un análisis de precios unitarios, en términos generales de una partida determinada, como la sumatoria de recursos o aportes de mano de obra y/o materiales y/o equipos (herramientas), afectados por su precio unitario correspondiente, lo cual determina obtener un costo total por unidad de medida de dicha partida." Para comenzar el análisis de precios unitarios, primero se debe conocer el alcance de las partidas, para ello se hizo un estudio previo del proyecto en el cual se revisó los planos, especificaciones técnicas y normas que describen cada partida. A partir de ello, se determinó los materiales necesarios y el método constructivo más eficaz. El referido método dictamina no solo la mano de obra, sino también el equipo

necesario para ejecutar la partida, estas a su vez, al ser combinadas define el rendimiento.

2.2.9.8. Costos indirectos. "Los costos indirectos corresponden a los gastos generales necesarios para la ejecución de la obra no incluida en los costos directos que realiza el contratista, tanto en sus oficinas centrales de organización, dirección técnica, vigilancia, supervisión, administración, financiamiento y beneficios sociales correspondientes al personal directivo y administrativo, seguros, fianzas y utilidad.". Estos costos tienen incidencia en sobre todo el costo de la obra y son de dos tipos: Gastos generales y utilidad.

2.2.9.9. Gastos generales. Según el numeral 27 del anexo de Definiciones del D.S. N° 184-2008-EF de la Ley de Contrataciones del Estado y su Reglamento, define los gastos generales como aquellos costos indirectos que el contratista debe efectuar para la ejecución de la prestación a su cargo, derivados de su propia actividad empresarial.

2.2.9.10. Utilidad. La utilidad es el beneficio económico del contratista al final del trabajo. Su valor se da como un porcentaje de los costes directos totales. Este valor sirve al contratista para permanecer en el tiempo y continuar generando empleos, también forma parte del movimiento económico de la empresa, a fin de pagar dividendos, reinversión del dinero o incluso cubrir las pérdidas de otras obras.

2.3. Marco normativo

- ✓ Reglamento nacional de edificaciones APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA. NORMA E-020 – CARGAS.
- ✓ Reglamento nacional de edificaciones. NORMA E-030 – DISEÑO SISMORESISTENTE.
- ✓ Reglamento nacional de edificaciones. NORMA E-050 – SUELOS Y CIMENTACIONES.

- ✓ Reglamento nacional de edificaciones. NORMA E-060 – CONCRETO ARMADO.
- ✓ Reglamento nacional de edificaciones. NORMA E-090 – ESTRUCTURAS METALICAS.

2.4. Definición de terminos

- ✓ **Acción de servicio:** intensidad esperada de una acción para un uso normal de la estructura durante la vida útil de la misma. En general se considera como tal la acción nominal.
- ✓ **Acción inelástica:** deformación del material que no desaparece al dejar de actuar la carga que la produce.
- ✓ **Análisis estructural:** proceso de determinación de los efectos de las acciones en los elementos estructurales (barras, uniones) basado en determinadas hipótesis.
- ✓ **Análisis global elástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, tensiones, etc.) en barras y uniones con la hipótesis de que la deformación del material desaparece al dejar de actuar las cargas y que el diagrama tensión-deformación del acero es lineal, sea cual fuere el nivel de tensión.
- ✓ **Análisis global plástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, etc.) en barras y uniones con métodos que adoptan hipótesis de comportamiento no elástico del material (por ejemplo método rígido-plástico), que el equilibrio es satisfecho en todos los puntos de la estructura y que no es superada la fluencia en ningún punto de la misma. Puede ser necesario considerar los efectos de segundo orden.
- ✓ **Ancho efectivo reducido:** ancho reducido de un elemento que, con una distribución uniforme de tensión, produce el mismo comportamiento estructural del elemento, que el ancho real con una distribución no uniforme de tensiones.

- ✓ **AISC-LRFD:** Especificación del American Institute of Steel Construction (AISC) basada en el Load and Resistance Factor Design (Método del Factor de Carga y Resistencia (LRFD)). Método de dimensionamiento de componentes estructurales (barras, uniones, etc.) por el cual ningún estado límite pertinente es superado cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de acciones apropiadas.
- ✓ **Aditivos:** Material químico que se le agrega a la mezcla para cambiar sus propiedades.
- ✓ **Agregados:** Es la mezcla de arena y piedra de granulometría variable.
- ✓ **Arriostres o contraventeos:** Elemento estructural típico en sistemas de acero, cuya función fundamentalmente es la de proveer rigidez lateral a la edificación ante cargas laterales de sismo o viento. Generalmente trabaja a esfuerzos axiales de tensión o compresión.
- ✓ **Barras del arriostamiento lateral:** barras utilizadas en forma individual o integrando un sistema de arriostamiento para impedir el pandeo de barras o elementos y/o para resistir acciones laterales.
- ✓ **Columna:** Pieza arquitectónica vertical y de forma alargada que normalmente tiene funciones estructurales aunque también puede erigirse con fines decorativos.
- ✓ **Compactación de suelos:** Compactar es la operación previa, para aumentar la resistencia superficial de un terreno sobre el cual deba construirse una carretera y otra obra aplicando una cantidad de energía la cual es necesaria para producir una disminución apreciable del volumen del hueco del material utilizado.
- ✓ **Concentración de tensiones:** tensiones localizadas considerablemente mayores que el promedio (aún en secciones transversales de espesor uniforme, uniformemente cargadas) debido a cambios bruscos en la geometría o en la posición de la carga.
- ✓ **Curva de pandeo:** expresión gráfica de la relación entre la tensión crítica de pandeo y la esbeltez de la barra comprimida.
- ✓ **Curvatura:** rotación por unidad de longitud debida a la flexión.
- ✓ **Deformación plástica:** diferencia entre la deformación total y la deformación elástica.

- ✓ **Desplazamiento lateral:** movimiento lateral de la estructura producido por la actuación de fuerzas laterales, acciones verticales asimétricas o por la asimetría de las propiedades de la estructura.
- ✓ **Elemento estructural:** componente de la estructura resistente.
- ✓ **Elementos de sección:** partes planas que componen la sección transversal de una barra.
- ✓ **Empalme:** unión entre dos elementos estructurales unidos por sus extremos para formar una barra más larga.
- ✓ **Endurecimiento por deformación:** fenómeno que ocurre en los aceros dúctiles los que, luego de una importante deformación a partir del punto de fluencia, presentan una resistencia mayor al nivel de tensión que produjo la fluencia.
- ✓ **Esbeltez:** relación entre la longitud efectiva de una barra comprimida y el radio de giro de su sección transversal, ambos con respecto al mismo eje de pandeo. También relación de esbeltez.
- ✓ **Estado límite:** condición más allá de la cual la estructura o una parte de ella no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto. Puede no ser más útil para la función a que está destinado (estado límite de servicio) o ser inseguro (estado límite último).
- ✓ **Estado límite de servicio:** condición límite que afecta la capacidad de la estructura con un uso normal para conservar el aspecto, el mantenimiento, la durabilidad, el confort de los ocupantes o el buen funcionamiento de equipos.
- ✓ **Encofrado:** Madera que se coloca para formar el molde de las vigas losas y columnas de una construcción. También se le llama formaleta.
- ✓ **Peralte:** Lo que en la altura de un arco o una estructura exceden al semicírculo.

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis General

Existen parámetros diferenciables que constituyen una alternativa ventajosa del sistema de acero estructural frente al sistema de concreto armado en el diseño de un edificio de 5 pisos.

2.5.2. Hipótesis Específicas

- a) El empleo de elementos estructurales de acero brindará mejor rigidez lateral, resistencia y ductilidad frente a elementos estructurales de concreto armado.
- b) La aplicación del análisis sísmico por el sistema de estructura de acero brindará mejor comportamiento ante cargas sísmicas frente al análisis sísmico por el sistema de concreto armado.
- c) Las cimentaciones por el sistema de estructura de acero de un edificio de 05 pisos brindarán mejor estabilidad ante las sollicitaciones de carga frente a cimentaciones con concreto armado.
- d) La aplicación de los costos, presupuestos y programación por el sistema de estructura de acero brindarán mejores alternativas económicas y rendimientos frente a los costos, presupuestos y programación con concreto armado.

2.6. Variables

2.5.1. Definición conceptual de las variables

Variable Independiente: Sistema Estructural de Concreto Armado y Estructura de Acero.

El sistema estructural de concreto armado, es el concreto en el que el acero se incrusta de tal manera que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia. Las varillas de refuerzo de acero, barras o malla,

absorben la tracción, cizalladura, ya veces los esfuerzos de compresión en una estructura concreta. El sistema estructural de acero, son elementos prefabricados que se preparan en un taller y se llevan a la obra listas para ser colocadas. En comparación con otros sistemas estructurales, este es más económico debido al ahorro del tiempo de ejecución. La unión de los elementos entre sí, se hace remachada, soldada, o con pernos y/o pasadores.

Variable Dependiente: Diseño de un edificio. Es una de las áreas donde se desarrolla la Ingeniería Civil y se realiza a partir de las potencialidades que un material puede ofrecer así como sus características naturales que lo hacen específico, su bajo costo y las propiedades mecánicas que posee.

2.5.2. Definición operacional de la variable

Variable Independiente: Sistema Estructural de Concreto Armado y Estructura de Acero. El sistema estructural de concreto armado, Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. El sistema estructural de acero, estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

Variable Dependiente: Diseño de un edificio. Se plantea un Edificio de Departamentos de 05 niveles – 02 departamentos por nivel.

2.5.3. Operacionalización de la variable

Tabla 5 Matriz de operacionalización de variables

<i>Hipótesis</i>	<i>Variables</i>	<i>Sub Variables</i>	<i>Definición Conceptual</i>	<i>Definición Operacional</i>	<i>Indicadores</i>
Existen parámetros diferenciables que constituyen una alternativa ventajosa al sistema de acero estructural frente al sistema de concreto armado en el diseño de un edificio de 5 pisos	V. Independiente	Sistema Estructural de Concreto Armado	Es el concreto en el que el acero se incrusta de tal manera que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia.	Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.	-Pórticos -Dual -Muros Estructurales -Muros de Ductilidad Limitada
		Sistema Estructural de Acero	El sistema estructural de acero, son elementos prefabricados que se preparan en un taller y se llevan a la obra listas para ser colocadas.		-Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos -Arriostres Excéntricos -Arriostres en Cruz

V.
Dependiente
Diseño de un
Edificio

Es una de las áreas donde se desarrolla la Ingeniería Civil y se realiza a partir de las potencialidades que un material puede ofrecer así como sus características naturales que lo hacen específico, su bajo costo y las propiedades mecánicas que posee.

Edificio de
Departamentos
de 05 niveles –
02
departamentos
por nivel.

-Estructuración
-Metrado de Cargas
-
Predimensionamiento
-Análisis Estructural
-Análisis Sísmico
Estático
-Análisis Sísmico
Dinámico
-Estudio de Suelos
(EMS)
-Análisis de
Cimentaciones
-Metrados
-Presupuesto
-Programación

Fuente: Elaboracion Propia

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método de Investigación:

3.1.1. Método general:

La presente investigación utilizo el **método científico**, según Ezequiel Ander-Egg, (1984:56) se conceptualiza como, “El estudio del método científico es objeto de estudio de la epistemología. Asimismo, el significado de la palabra “método” ha variado. Ahora se le conoce como el conjunto de técnicas y procedimientos que le permiten al investigador realizar sus objetivos”.

Efi de Gortari (1980: 83) escribe: "El método científico es una abstracción de las actividades que los investigadores realizan, concentrando su atención en el proceso de adquisición del conocimiento".

Se empleo el **método científico** para entender el proceso comparativo de los diseños estructurales dentro de la investigación se persigue una serie de pasos de manera sistemática y empleo de diferentes instrumentos que nos conlleva al estudio de la realidad como el caso de las edificaciones en nuestra localidad como conocimiento científico.

3.1.2. Métodos específicos:

La presente investigación utilizo los métodos hipotético – deductivo, considerados de orden **teórico** porque permiten revelar las relaciones existentes de nuestro objeto de investigación que es un edificio de departamentos de 05 niveles, fundamentales para la comprensión de los

hechos y la formulación de nuestra hipótesis. **Hipotético – deductivo** puesto que el gran problema de Huancayo es su crecimiento demográfico, se hecho común hacer edificios habitacionales es por ello que mi tesis buscó incluir el sistema estructural de acero en edificios habitacionales por su viabilidad, de esto se tiene referencias que ya se vienen utilizando en otras ciudades, y resulta que el sistema estructural de acero tiene menos tiempo de ejecución y de costo, así como mayor resistencia.

3.2. Tipo de Investigación:

Se empleó el tipo de investigación **aplicada**, según Borja Suárez, (2012:10) nos manifiesta que “la investigación aplicada busca conocer, actuar y modificar una realidad problemática”. Por su parte, el pedagogo, filósofo, sociólogo y ensayista argentino Ezequiel Ander-Egg, (2001: 65) indica que “la investigación aplicada es una solución eficiente y con fundamentos a un problema que se ha identificado”.

La presente tesis es de investigación **aplicada**, porque con conocimientos previos a la tecnología que en este caso es el empleo de métodos de diseño y programas, se busca verificar la alternativa más viable en el diseño de un edificio de departamentos, bajo 02 sistemas estructurales distintos que son sistema de concreto armado y sistema de acero estructural; y a partir de ello proponer el sistema que se acorde a las necesidades de la población en el campo habitacional. La investigación aplicada se refiere al estudio y la investigación científica que busca resolver problemas prácticos. Su objetivo por tanto es encontrar conocimientos que se puedan aplicar para resolver problemas.

3.3. Nivel de Investigación:

Carrasco Díaz (2006:42) al respecto dice. La investigación descriptiva responde a las preguntas. ¿Cómo son?, ¿Dónde están?, ¿Cuántos son?; ¿Quiénes son?, etc.; es decir, nos dice y refiere sobre las características, cualidades internas y externas, propiedades y rasgos esenciales de los hechos y fenómenos de la realidad, en un momento y tiempo histórico y

determinado. Según Rodríguez Arainga (2011: 52). “La investigación de nivel explicativo trata de descubrir, investigar y determinar las relaciones causales funcionales que existente entre las variables de manera que se pueda explicar el cómo, cuanto, donde y por qué ocurre un fenómeno”.

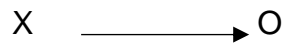
Basandonos en la Teoria mencionada la tesis es de **nivel descriptivo – explicativo**: describiendo las características de ambos sistemas; respondiendo a la hipótesis planteada de el porque es mejor emplear el sistema estructural de acero en los edificios de 05 pisos, mediante el cruce o relación de variables primero el diseño del edificio (variables dependientes) y luego con ambos sistemas estructurales (variables independientes), planteando la mejor propuesta de explicación al problema causal, que al final fueron contrastadas. Asimismo compara ambos sistemas en seguridad, resistencia, calidad, costos y tiempo de ejecución.

3.4. Diseño de Investigación:

El diseño de la investigación fue **experimental**; según el autor (Fidias G. Arias (2012)), define: La investigación experimental es un proceso que consiste en someter a un objeto o grupo de individuos, a determinadas condiciones, estímulos o tratamiento (variable independiente), para observar los efectos o reacciones que se producen (variable dependiente). En nuestro caso es **experimental** porque existe manipulación intencional en una de las variables que en este caso son los dos tipos de sistemas que es el concreto armado y sistema de acero.

El sub diseño es el **diseño pre – experimental** porque su grado de control es minimo. Con Medicion de **Post Prueba con un solo grupo**. Se manipulo la variable 1 es decir los dos tipos de sistemas que son el sistema de concreto armado y el sistema estructural de acero. Se le aplico estimulo a la variable 1, porque se aplico análisis estructural a ambos sistema mencionados.

El presente esquema es el siguiente: (ESPINOZA 2014).



Donde:

X = Sistema de Concreto Armado y Sistema Estructural

O = Analisis Comparativo en el diseño del ediicio

Asimismo para el diseño de la infraestructura a ejecutar. Se realizó estudios de suelos en la evaluación.

3.5. Población de la Muestra

3.5.1. Población:

Se denomina población o Universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio. Están constituidas por todas las edificaciones de 5 pisos, del distrito de San Jerónimo de Tunán, destinadas al uso de viviendas, ya sean por sistemas de concreto armado o acero estructural.

3.5.2. Muestra:

La muestra es un edificio de 05 niveles para usos habitacionales propiedad de la Sra. Luz Amanda Laura Mendoza, ubicado en el Distrito de San Jeronimo de Tunan, que se diseñara por por sistemas de concreto armado y acero estructural.

3.5.3. Metodo de muestreo:

En la presente tesis: El método de muestreo es el no **probabilístico por conveniencia**, como un esfuerzo deliberado de obtener muestras "representativas" mediante la inclusión en la muestra de grupos supuestamente típicos, en este caso el diseño de un edificio de 05 pisos propiedad de la Sra. Luz Amanda Laura Mendoza.

3.6. Técnicas de recolección de datos

A continuación se presenta un resumen de las técnicas e instrumentos utilizados en cada una de las etapas del proceso de desarrollo de la investigación, tales como la recolección de la información, el proceso experimental y el análisis de los resultados obtenidos.

Tabla 6 Técnicas de Recolección de Datos

TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Técnicas de Recolección de Información	
Análisis de Información Relevante	<p>Se manejó las Normas Técnicas Peruanas, como el Reglamento Nacional de Edificaciones; norma E 0.20 Cargas, norma E 0.30 Diseño Sismorresistente, norma E 0.60 Concreto Armado y la norma E 0.90 Estructuras Metálicas.</p> <p>Se llegaron a utilizar las normas americanas como la AISC (Instituto Americano de Construcción en Acero); el AISC 360-10 Especificación para construcciones en acero, AISC 341-10 Diseño sismorresistente de construcciones en acero.</p> <p>Para el diseño de las estructuras metálicas, se utilizó el método LFRD (Diseño con factores de carga y resistencia), para ello se recurrió al libro “Diseño de Estructuras de Acero”, quinta edición cuyos autores son McCormac Jack C. y Csernak Stephen F.</p> <p>Para el diseño sísmico del edificio de departamentos, se precisó la consulta al libro</p>

“Diseño Sísmico de Edificaciones problemas resueltos” del autor PhD. Villarreal Genner.

Para la realización de la estructura de costos, se consultó el libro de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) “Costos y Presupuestos en Edificación” cuyo autor Ing. Ramos Jesús.

Analisis Fisico (Estudio de Suelos) Estudio de suelos, “EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS LAS COLINAS DE CHALAY”; un estudio realizado por GEOLUMAS – LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO el año 2018, “Estudio para determinar la capacidad portante mediante el ensayo de Corte Directo”. De este estudio se concluye que el terreno propuesto a la construcción, posee un suelo de alta capacidad portante que supera los **2.83 kg/cm²**, con el cual se procedió a hacer el análisis estructural de la edificación.

Analisis de los Resultados

Comportamiento Estructural del Sistema de Concreto Armado y Sistema de Acero	ETABS
Diseño de Cimentaciones	SAFE
Metrados	Excel
Costos y Presupuestos	S10

3.7. Procesamiento de los datos

3.7.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

El predimensionamiento es proponer nuevas secciones a través de una evaluación de intentos, criterios y recomendaciones de ingenieros civiles involucrados en las estructuras especiales, incluso a lo estipulado en la Norma Técnica para la construcción del concreto armado E-060, E-090 de Acero Estructural y E -030 de Resistencia Sísmica o entre Requisitos Arquitectónicos y Ocupacionales. Después de realizar la evaluación de la estructura, si las dimensiones existentes son adecuadas o tendrán que ser reforzadas.

3.7.2. Metrado de cargas

El metrado de carga es donde la fuerza u otras acciones resultantes del peso de materiales de construcción, ocupantes y pertenencias, efectos del ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos se estiman.

Como un primer punto y regla general, al realizar la medición de carga, debemos pensar en cómo el elemento es soportado en otro, las cargas existentes de nivel a nivel que se transmiten a través de la losa para vigas y columnas donde son soportados, que estos elementos transfieren su carga a zapatas para actuar en el suelo para la cimentación.

3.7.3. Reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.)

Las normas son muy importantes en el diseño y/o reforzamiento donde nos condicionan parámetros para la ejecución de las construcciones en todo el Perú.

- a) Considerar los criterios y requisitos mínimos para el diseño y ejecución de todo tipo de obras.
- b) La descripción y características de cada uno de los componentes estructurales.

3.7.4. Análisis y evaluación de la infraestructura con el programa SAP, ETABS y SAFE.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. Características principales

La presente tesis se encuentra ubicada en la Calle San Martín N° 123, en el distrito de San Jerónimo de Tunán. Se trata de un edificio multifamiliar y cuenta con cinco niveles. En el primer piso, se ubican dos departamentos con tiendas comerciales, los pisos superiores poseen dos departamentos por piso aproximadamente. El cuadro resumen se detalla en la Tabla 07.

Tabla 7 Descripción del proyecto

Nombre Del Proyecto	Edificio de departamentos LAS COLINAS DE CHALAY
Tipo de proyecto	Edificio Multifamiliar
Area de Terreno	300.37 m ²
Nº de pisos	05
Nº de departamentos	10
Altura promedio de pisos	2.60 M.

Fuente: Elaboración Propia

El edificio de 05 pisos, posee una geometría casi regular en elevación y en planta, salvo la tienda del primer modulo que sobresale del conjunto. Es por ello que el edificio proyectado es algo irregular, pero se garantiza que las comparaciones entre la metodología de diseño y los diferentes tipos de materiales que se van a usar en la construcción sean más adecuados; pero alguna irregularidad puede presentar varios comportamientos en relación a la tipología estructural.

Las características del edificio serán las siguientes:

- La planta del edificio, en el sentido "x" tiene 6 pórticos en este sentido.
- La distancia existente entre los ejes, en el sentido "x" es variable.
- La planta del edificio, en el sentido "y" estará conformada por 4 pórticos en este sentido.
- La distancia existente entre los ejes, en el sentido "Y" también es variable.
- El edificio tendrá 05 pisos con una altura entre niveles de 2.60 metros, una altura que se está utilizando comúnmente en el medio, pero en le primer nivel será de 3.00 metros. En total tenemos una altura del edificio de 17.35 metros incluido la azotea.

Con respecto a la circulación vertical, la edificación cuenta con una caja de escalera principal en la parte central. El almacenamiento de agua potable se realizará mediante un tanque cisterna ubicada debajo de la escalera, en este caso puede ser de PVC, la caseta de máquinas se encuentra también debajo de la escalera, y el tanque elevado de PVC en la parte del techo de la escalera, pero en la presente tesis no tocaremos el tema de instalaciones, solo el casco estructural.

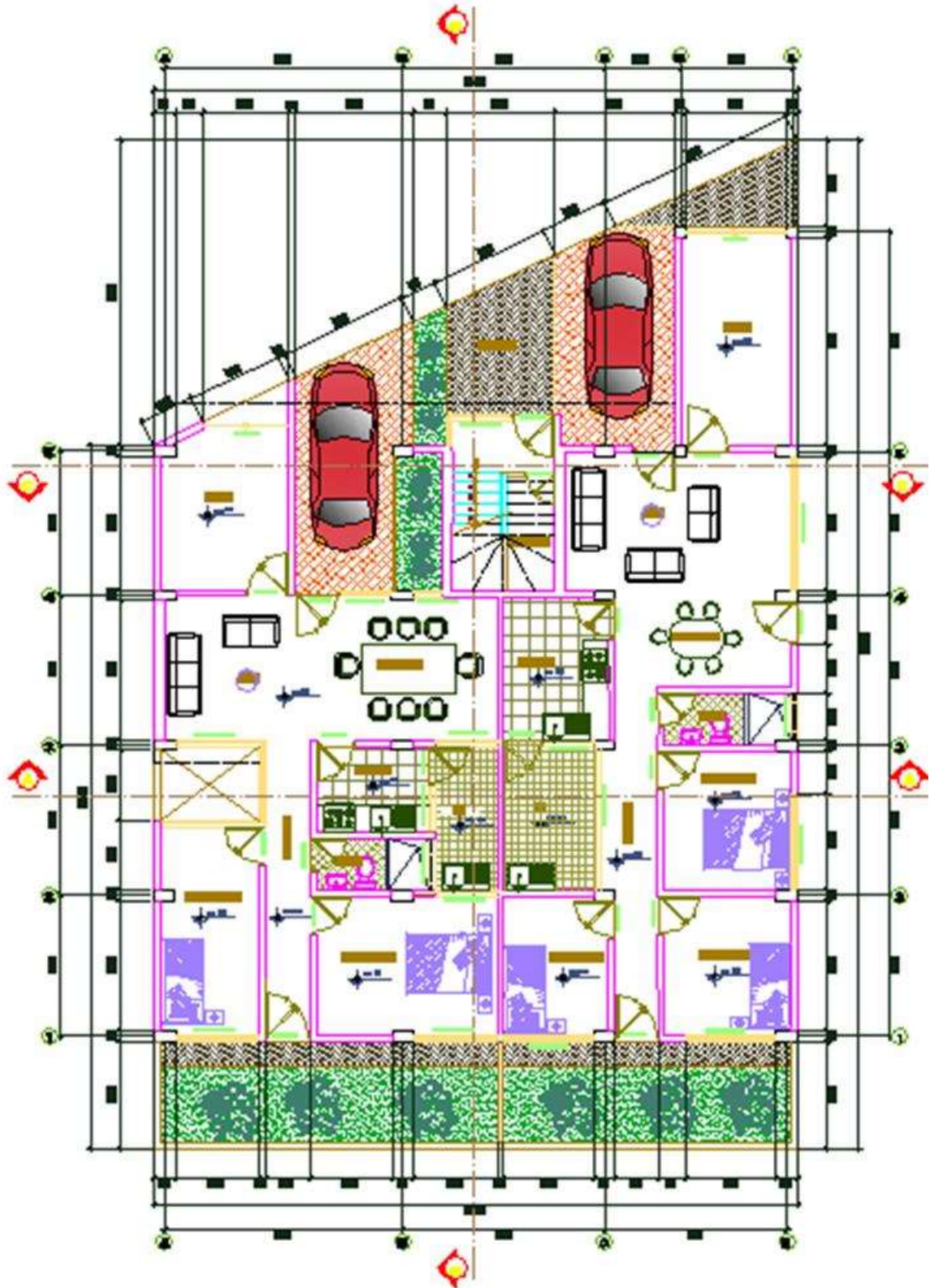


Figura 28 Arquitectura de la planta del 1er piso del edificio

Fuente: Elaboración propia

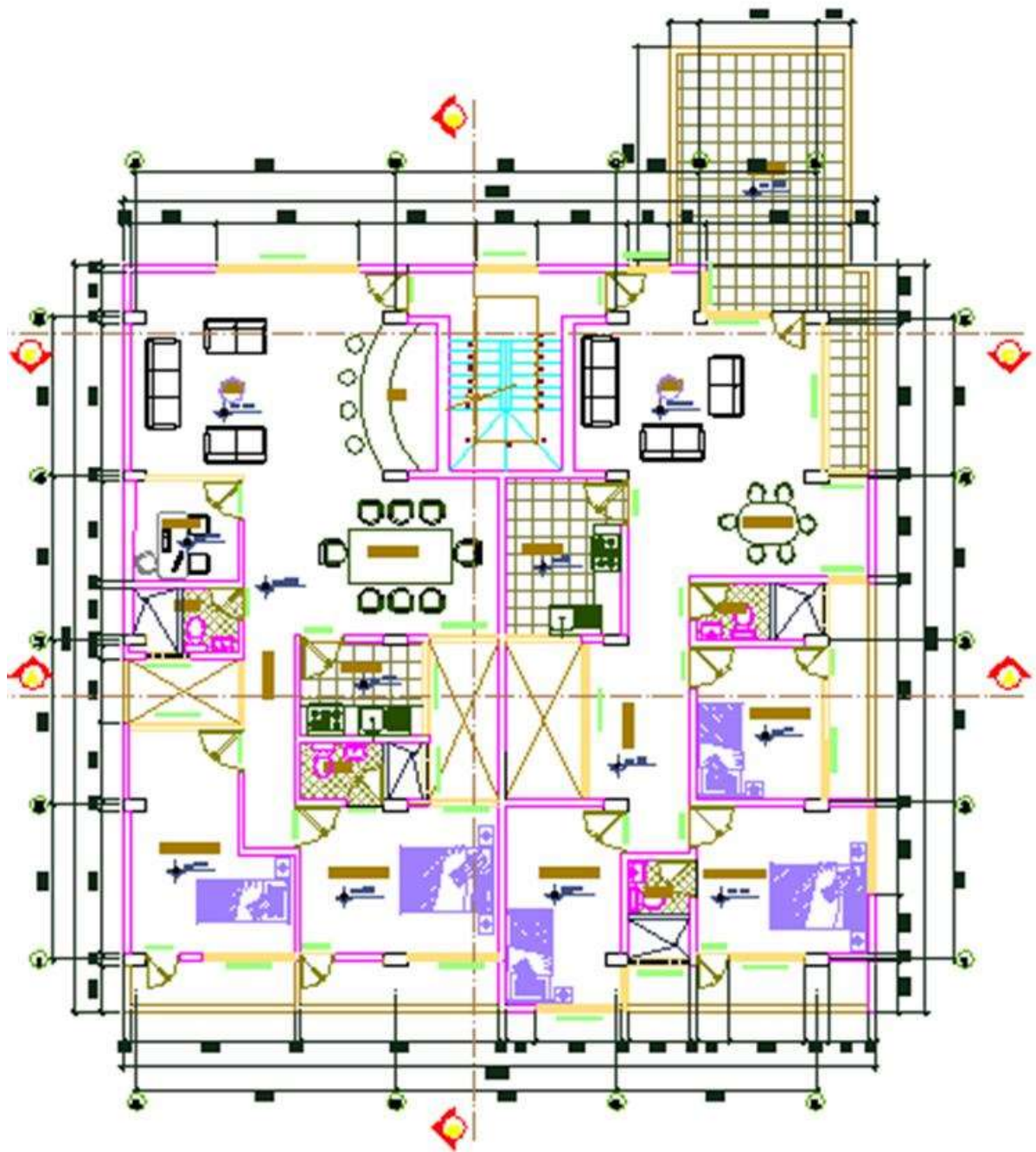


Figura 29 Arquitectura típica de la planta del 2do al 5to piso del edificio

Fuente: Elaboración propia

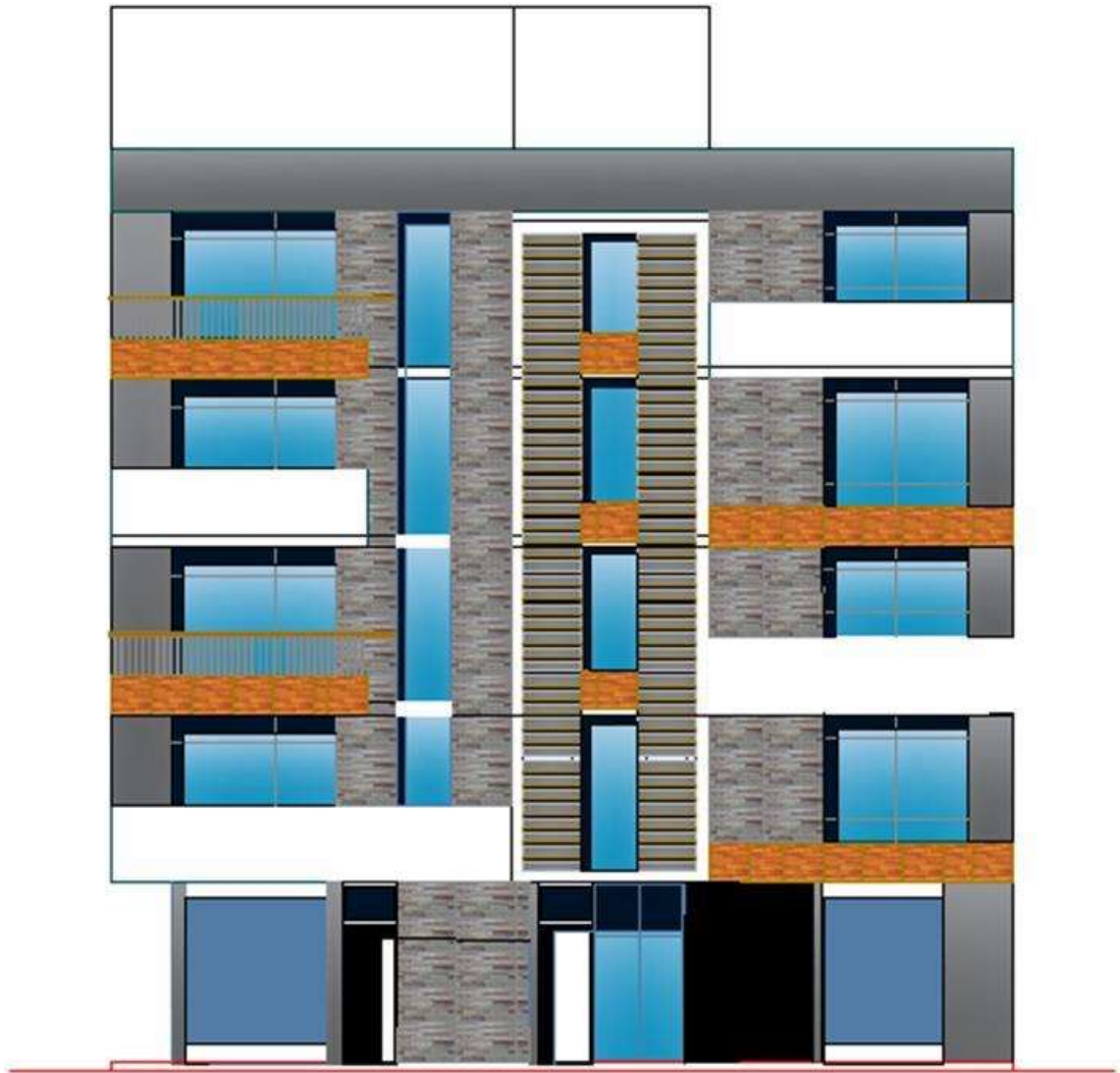


Figura 30 Arquitectura de la elevación frontal del edificio

Fuente: Elaboración propia



Figura 31 Arquitectura de la elevación lateral del edificio

Fuente: Elaboración propia



Figura 32 Arquitectura Vistas 3d del edificio

Fuente: Elaboración propia



Figura 33 Arquitectura Vistas 3d del edificio

Fuente: Elaboración propia

El sistema estructural consiste en pórticos conformados por vigas y columnas de concreto que sirven de apoyo a las losas aligeradas y losas macizas presentes. Se ha considerado para una estructura de concreto armado, con un resistencia a compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en todos los elementos estructurales. La albañilería se trata de ladrillos de arcilla sólida cocida industrial.

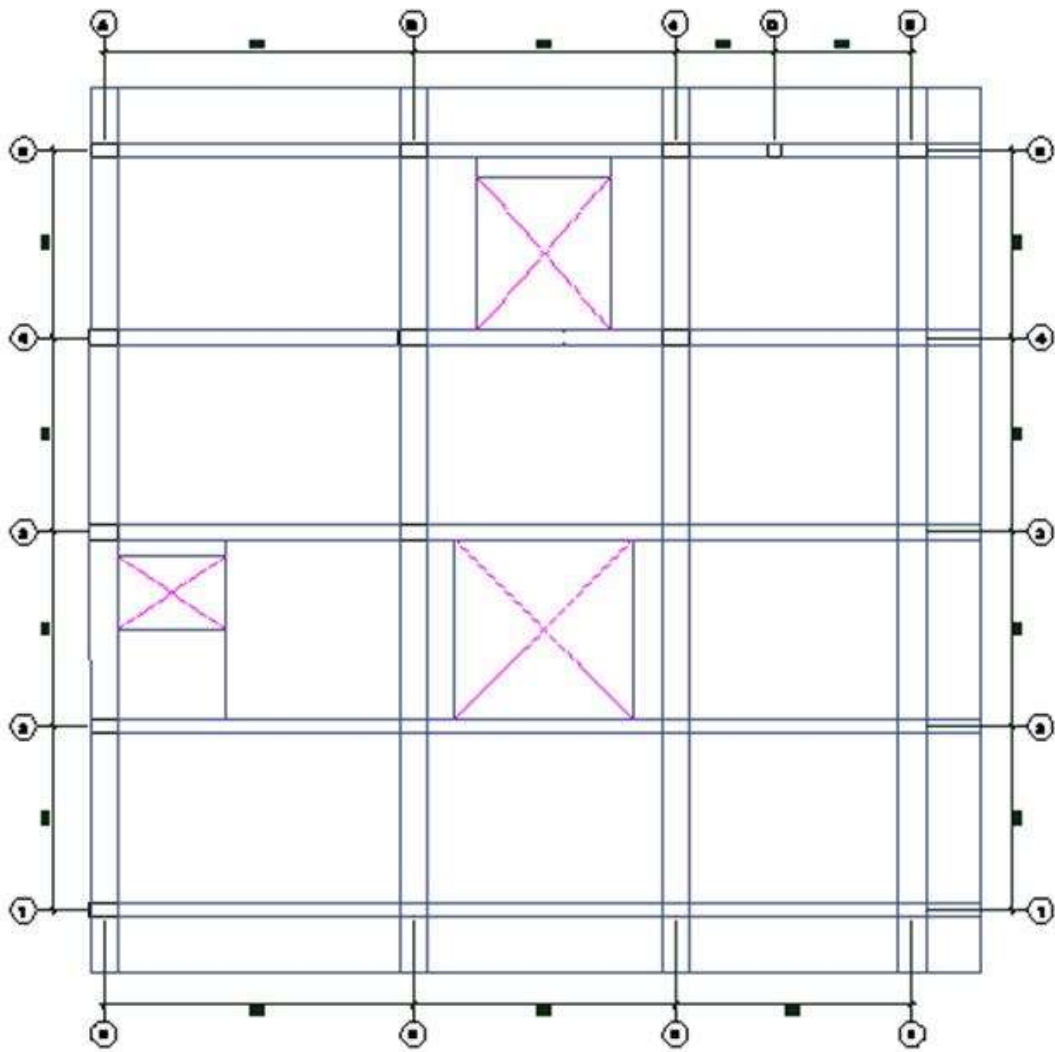


Figura 34 Planta tipo edificación en concreto armado.

Fuente: Elaboración propia

Para los edificios en acero estructural se tienen que instalar columnas, vigas y viguetas sobre las cuales se soportará la losa tipo conformada por placa colaborante. Estos ejes de las viguetas se colocarán paralelos al eje “Y” y se colocarán con una separación de 1.75 metros entre cada una como se presenta en la siguiente figura:

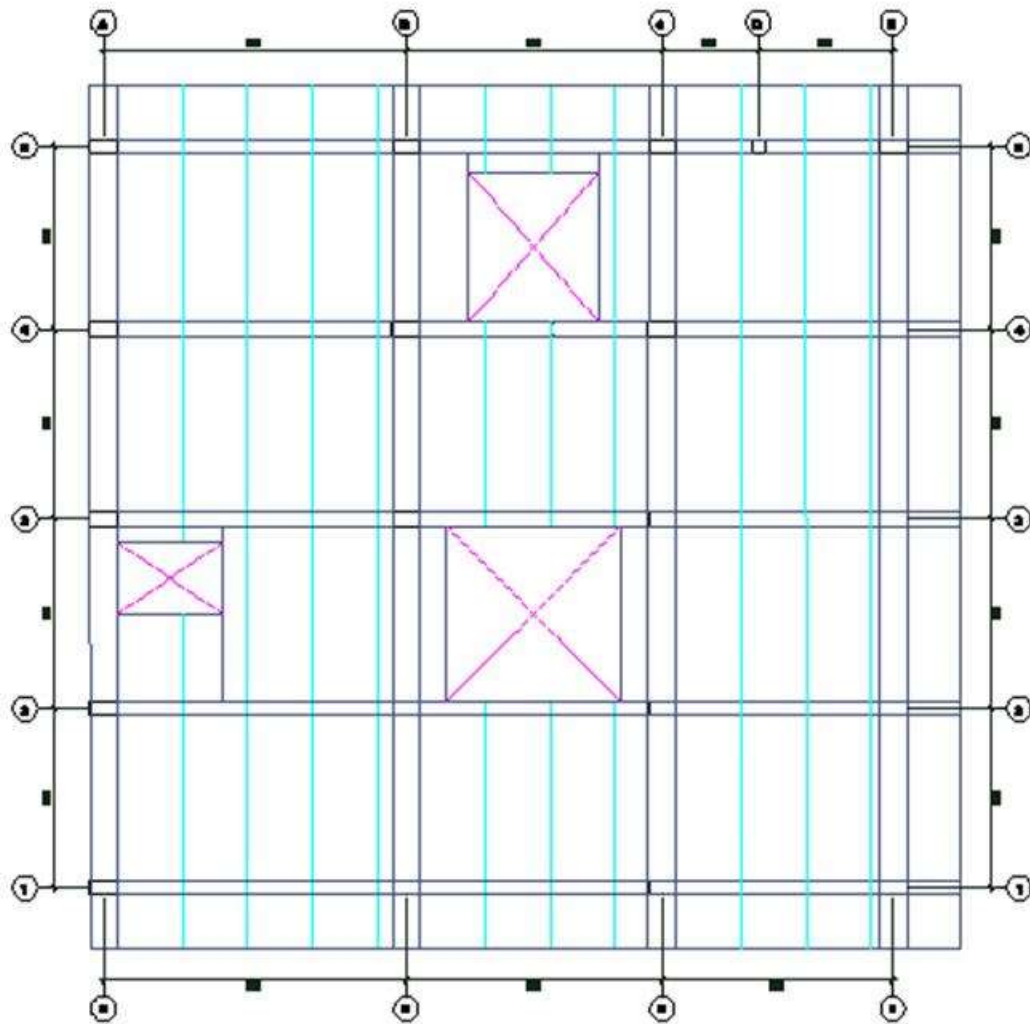


Figura 35 Planta tipo edificación en acero estructural.

Fuente: Elaboración propia

4.2. Diseño del edificio en concreto armado

Detalles de las solicitaciones empleadas:

Tabla 8 Características de los materiales empleados.

Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$15000\sqrt{f'_c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	0.15
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2000000 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9 Factores de reducción de la Norma Peruana

Solicitaciones	Factor ϕ De
FLEXION	0.90
TRACCION Y TRACCION FLEXION	0.90
CORTANTE	0.85
TORSION	0.85
CORTANTE TORSION	0.85
COMPRESION Y FLEXOCOMPRESION	
ELEMENTOS CON ESPIRALES	0.75
ELEMENTOS CON ESTRIBOS	0.70

Fuente: NORMA E-060 RNE

Factores de amplificación de carga para Diseño en Concreto

$$1.4 CM + 1.7 CV$$

$$1.25 (CM + CV) \pm CSX$$

$$1.25 (CM + CV) \pm CSY$$

$$0.9 CM \pm CSX$$

$$0.9 CM \pm CSY$$

CM es Carga Muerta, CV es Carga Viva, CSX es carga de sismo en dirección al eje X, y CSY es Carga de sismo en dirección al eje Y.

4.2.1. Estructuración

Tabla 10 Criterios para una buena estructuración

CRITERIOS	DEFINICION
Simplicidad y simetría	<p>Las estructuras simples se comportan mejor durante sismos porque su comportamiento puede ser mejor anunciado.</p> <p>Por tener simetría, no habrá efectos de torsión.</p>
Resistencia y ductilidad	<p>Debe tener resistencia sísmica en al menos 2 direcciones aproximadamente ortogonales para garantizar la estabilidad total y de cada elemento.</p> <p>La estructura está preparada para entrar en una etapa de plástica, sin alcanzar la falla.</p> <p>La resistencia al corte debe ser mayor que la resistencia a la flexión.</p> <p>Asegúrese de que la falla se produce por la fluencia del acero y no por la compresión del concreto.</p>
Hiperestaticidad y monolitismo	<p>Las estructuras hiperestáticas alcanzan una mayor capacidad de resistencia porque las juntas plásticas producen una mejor disipación de la energía sísmica y confieren a la estructura un mayor grado de seguridad.</p>
Uniformidad y continuidad	<p>La estructura debe ser continua en planta y elevación con elementos que no cambian repentinamente de rigidez, a fin de evitar la</p>

		concentración de esfuerzos.
Rigidez lateral		Proporcione elementos estructurales que proporcionen rigidez lateral en sus direcciones principales, a fin de evitar deformaciones significativas al aplicar fuerzas horizontales.
Diafragma rígido		El diafragma rígido agrupa desplazamientos laterales para un explícito nivel.
Elementos estructurales	no	En sismos violentos, el agrietamiento contribuye a disipar la energía sísmica, aliviando elementos estructurales.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 11 Categoría de las edificaciones

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: NTE.030

Es un sistema de pórticos de concreto armado. Como se puede observar en la figura 34. Las columnas se ubican en todos los ejes. Los elementos verticales están unidos por vigas peraltadas en el eje x y chatas en el eje y. La losa es maciza entre los ejes A-B y 2- 3, B-C y 4-5, B-C y 2-3 para el resto se coloca losa aligerada.

Ejes verticales: 1, 2, 3, 4 y 5 (inferior-superior). Ejes horizontales: A, B, C, D y E (izquierda-derecha).

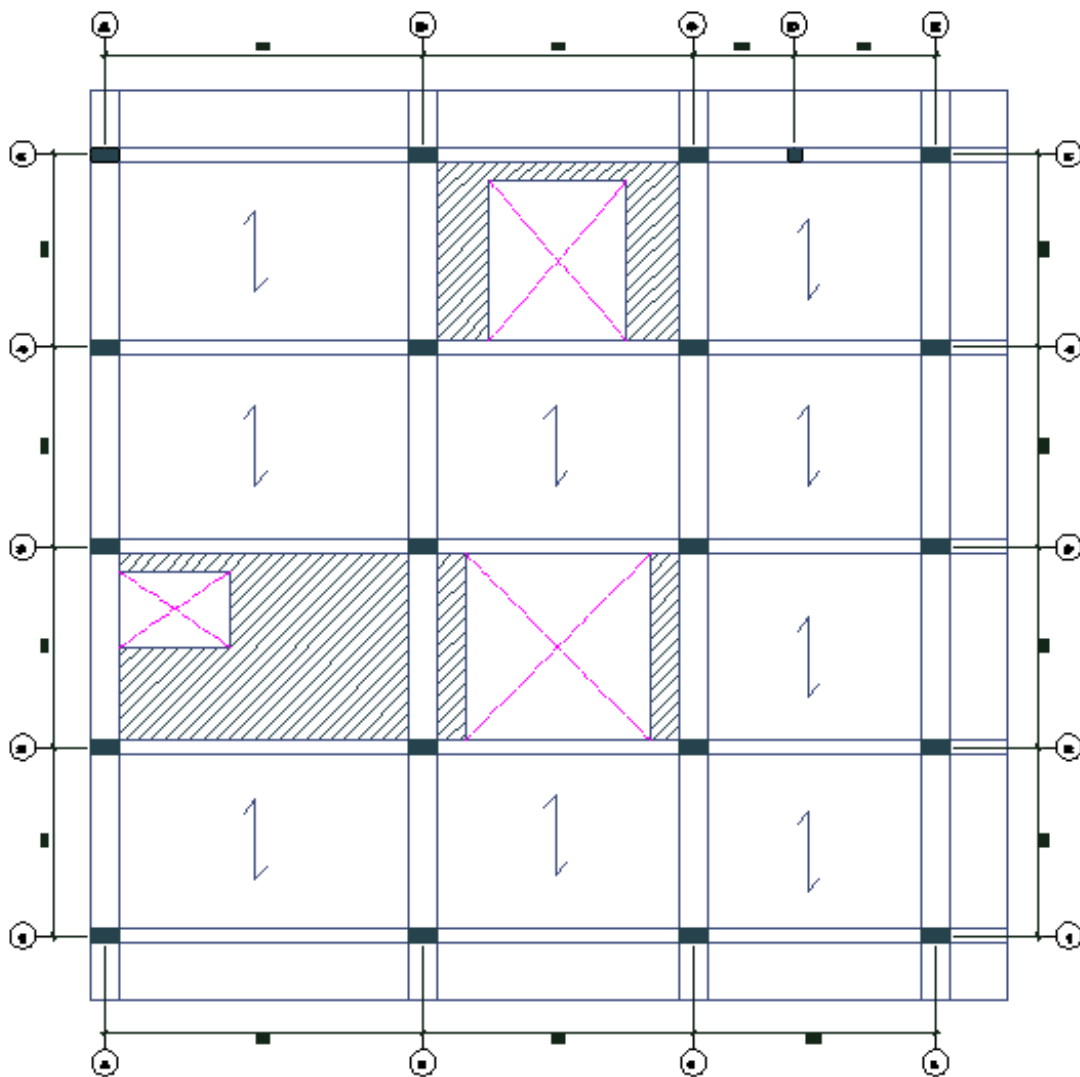


Figura 36 Estructuración del edificio.

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Elementos Estructurales

4.2.2.2. Columnas.

Las formas rectangulares son predominantes en las columnas que se localizan en los ejes exteriores e interiores. Salvo la columna del eje D6 que es de forma cuadrada.

4.2.2.3. Vigas.

En los ejes de la dirección “x” se consideraron vigas peraltadas gracias a los distintos esfuerzos (cortantes, torcionales, axiales) adjuntado con las columnas, van a tener accionar sismorresistentes. Para las vigas “y” se emplearon vigas chatas.

4.2.2.4. Losas

Losa aligerada: Debido a que la luz no es moderada y por tanto es más económico, se ha seleccionado losa aligerada unidireccional para los tramos A-B-C-D-E entre los ejes 1 al 7, además que es común en la ciudad de Huancayo.

Losa maciza: Se ha elegido para el tramo A-B y 2- 3, B-C y 4-5, B-C y 2-3 una losa bidireccional, debido a que se tienen espacios vacíos por los tragaluces y la escalera.

4.2.3. Predimensionamiento de estructuras de concreto armado

4.2.3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

En Huancayo se considera una forma geométrica de la losa aliegrada con viguetas en forma de “T” de 10 cms de espesor, con un espaciamiento de 30 cms, presenta una losa superior de 5 cms, además de bloques de ladrillo de techo de 15 cms de espesor.

El dimensionamiento es válido por las sobrecargas como máximo de 300 a 350 kg/m² según la norma E020 y si no se cuenta con gran cantidad de albanilería en dirección perpendicular al armado de las losas.

Tabla 12 Espesores típicos de aligerados y luces máximas

h (cms)	LUCES MAXIMAS RECOMENDADAS
0.17	$l_n \leq 4$
0.20	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Fuente: Adaptado de Blanco, 1994.

Emplearemos una losa aligerada de 20 centímetros de espesor, como las dimensiones promedio del edificio en el eje “x” son de 5.05 metros, además es la mas tradicional en el medio. **Cabe acotar que este predimensionamiento se utiliza solo como base.**

Se manejará $l_n/21$ y de todas formas se efectuará el cálculo de deflexiones como comprobación.

Luz libre (m)	Espesor de aligerado (m)
3.50	0.16
5.05	0.24

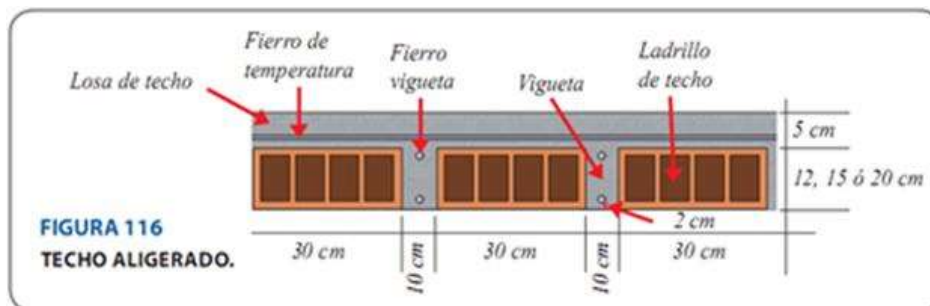


Figura 37 Dimensiones de la losa aligerada en elevación

Fuente: Manual del Maestro Constructor Aceros Arequipa

Para efectuar el modelamiento, es necesario conocer las propiedades de una losa aligerada.

Momento de inercia de la losa aligerada

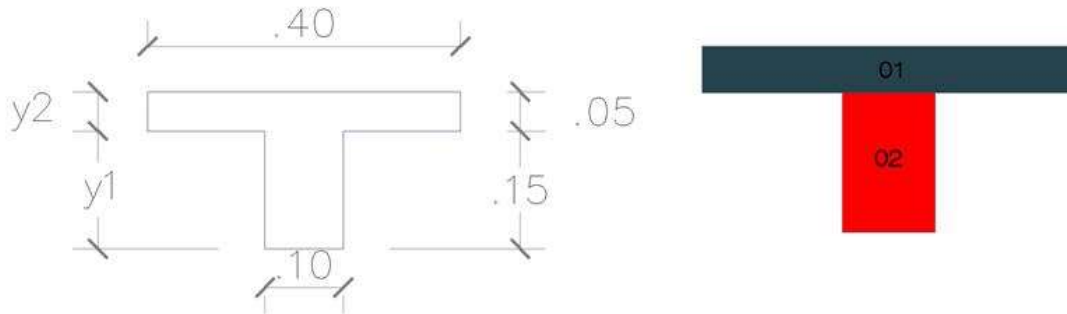


Tabla 13 Cálculo del c.g.y

	AREA (m2)	y (m)	y*A
1	0.4x0.05=0.02	0.175	0.0035
2	0.10x0.15=0.015	0.075	0.001125
	0.035		0.004625

Fuente: Elaboración Propia

$$c^*g^*y = 0.004625/0.035 = 0.132 \text{ m}$$

$$c^*g^*x = 0.20 \text{ m}$$

Tabla 14 Distancia del c.g. de cada elemento al c.g. de toda la sección.

	y (m)	c.g.y.	Δ y (m)	x (m)	c.g.x	Δ x (m)
1	0.175	0.132	0.043	0.20	0.20	0.00
2	0.075	0.132	-0.057	0.20	0.20	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Momentos de inercia de cada elemento

$$I_{1x} = \frac{0.4 \times 0.05^3}{12} = 4.17 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_{2x} = \frac{0.10 \times 0.15^3}{12} = 2.81 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Aplicando Steigner

$$I_a = 4.17 \times 10^{-6} + 0.02 \times 0.004625^2 + 2.81 \times 10^{-5} + 0.015 \times 0.004625^2$$

$$I_a = 3.3019 \times 10^{-5}$$

Predimensionamiento de losas macizas

Como en términos anteriores, se consideran los espesores de las losas en relación a las luces de sus paños; se presenta una losa maciza ubicada en el techo de los tragaluces y la escalera principal.

Tabla 15 Espesores de losas macizas recomendables

h (cms)	LUCES MAXIMAS RECOMENDADAS
0.12 o 0.13	ln ≤ 4
0.15	ln ≤ 5.5
0.20	ln ≤ 6.5
0.25	ln ≤ 7.5

Fuente: Adaptado de Blanco, 1994.

Las luces libres promedio de la zona de la losa maciza son de 5.05 m., emplearemos una losa maciza de 15 cms. de espesor.

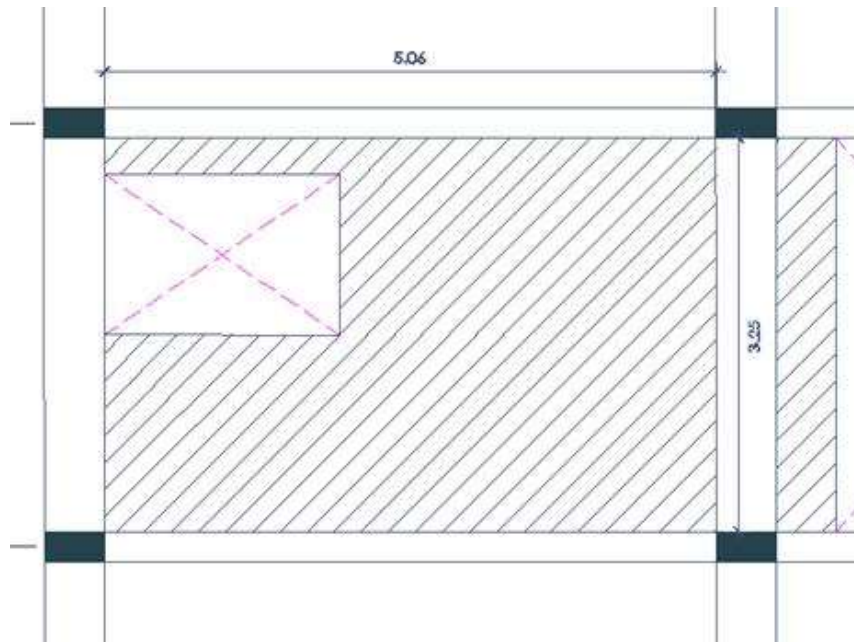


Figura 38 Paño de losa maciza con las dimensiones más críticas

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento según la norma E.060, en el ítem 9.6.3.3.

La relación de rigidez α_f es:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

Donde:

E_{cb} y E_{cs} = módulo de elasticidad del concreto (viga y losa, respectivamente).

I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide.

I_s = momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide.

De acuerdo a la fórmula anterior, calculando para el paño mostrado en la fig.36:

αf para el lado largo	αf para el lado corto	αf promedio (αfm)
2.26	1.73	2.00

Para $\alpha fm > 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

Dónde:

ln= luz libre en la dirección larga, mm.

β =relación de la luz libre en la dirección larga y la dirección corta.

Ya que $\alpha fm > 2.0$; realizando los cálculos, el peralte de la losa h no debe ser menor que $h=138\text{mm}=14 \text{ cm}$.

Predimensionamiento de vigas peraltadas

La configuración estructural es similar para todos los pisos, se tomará en cuenta las luces de las vigas del primer techo. Las vigas principales variará entre 30% y 50% de la altura de la viga o deben tener un ancho mínimo de 25 centímetros, también deben cumplir que:

$$h = \frac{ln}{12} \text{ a } \frac{ln}{10}; h = \text{peralte y } ln = \text{luz libre}$$

$$b = \frac{1h}{3} \text{ a } \frac{3h}{4}; b = \text{base de la viga}$$

Para el cálculo se tomará en cuenta la luz libre "ln" más desfavorable para cada eje.

Tabla 16 Luz libre “ln” más desfavorable para cada eje.

VIGA	ln	h/12	h/10	h	h/3	3h/4	b
EJE A-B	5.56	0.46	0.56	0.55	0.18	0.41	0.25
EJE 2,3 Y 4	3.25	0.27	0.33	0.35	0.175	0.26	0.30

Fuente: Elaboración Propia

Según los cálculos mostrados en la tabla, se presentan dos tipos de vigas: Vigas en “x” (0.25x0.55 - PERALTADAS) y vigas en “y” (0.30x0.35 - CHATAS).

Se está considerando base de 0.25m para que los aceros longitudinales de las vigas puedan anclar adecuadamente dentro de las columnas.

Predimensionamiento de columnas

Según las sugerencias del ingeniero Antonio Blanco (1994) se puede dimensionar una columna mediante:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

Para este edificio se tomará como ejemplo a la columna ubicada entre los ejes B y 3, la cual la llamaremos C10. Esta columna carga 6 pisos en total (incluido ambientes de la azotea).

Tabla 17 Predimensionamiento de columna C10.

	At (m ²)	P acumulado (Tn)	A minima (cm ²)	Areal (cm)	Areal (cm ²)
5	15.69	15.69	166.03	50x25	1250
4	15.69	31.38	332.06	50x25	1250
3	15.69	47.07	498.10	50x25	1250
2	15.69	62.76	664.13	50x25	1250
1	15.69	78.45	830.16	50x25	1250

Fuente: Elaboración Propia

Para evitar el pandeo, como se deducen en las siguientes fórmulas, el cociente de la carga última entre la carga crítica tiene que ser menor que 0.6.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh}\right)^2 EI_{ef} \quad k = 1.0$$

Se debe procurar que:

$$\phi P_{cr} > 1.6 \hat{P}_u \quad \phi = 0.7$$

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi P_{cr}}} \approx 1, \text{ con } C_m \approx 0.4$$

$$\frac{P_U}{\phi P_{cr}} \approx 0.6$$

La tabla 18 muestra la verificación que se realizó para la columna en todos los pisos, se debió verificar con la formulas dadas, que se cumpliría los requisitos por pandeo exigidos por norma.

Tabla 18 Predimensionamiento de columna C1 por pandeo.

	Pu (Tn)	Altura (m)	Base (m)	Peralte (m)	ØPcr	Pu/ØPcr
5	15.69	2.60	0.25	0.50	1933.14	0.008
4	31.38	2.60	0.25	0.50	1933.14	0.016
3	47.07	2.60	0.25	0.50	1933.14	0.02
2	62.76	2.60	0.25	0.50	1933.14	0.03
1	78.45	3.00	0.25	0.50	2248.65	0.03

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4. Metrado de cargas

Cargas de diseño

Tabla 19 Cargas de Diseño

MATERIAL	PESOS UNITARIOS
	(kg/m ³)
Concreto Armado	2400
Unidad de Albañilería sólido	1800
Agua	1000
USOS	S/C (kg/m ²)
Vivienda	200
Techos	400

Fuente: Elaboración Propia

Modelo Estructural

Metrado de losas aligeradas. Las losas aligeradas tradicionales en Huancayo presentan viguetas cada 30 cm, por lo cual el ancho tributario de cada vigueta será del mismo ancho.

Analizaremos un fragmento de aligerado de cinco tramos ubicado entre los ejes D y E en el nivel 1.

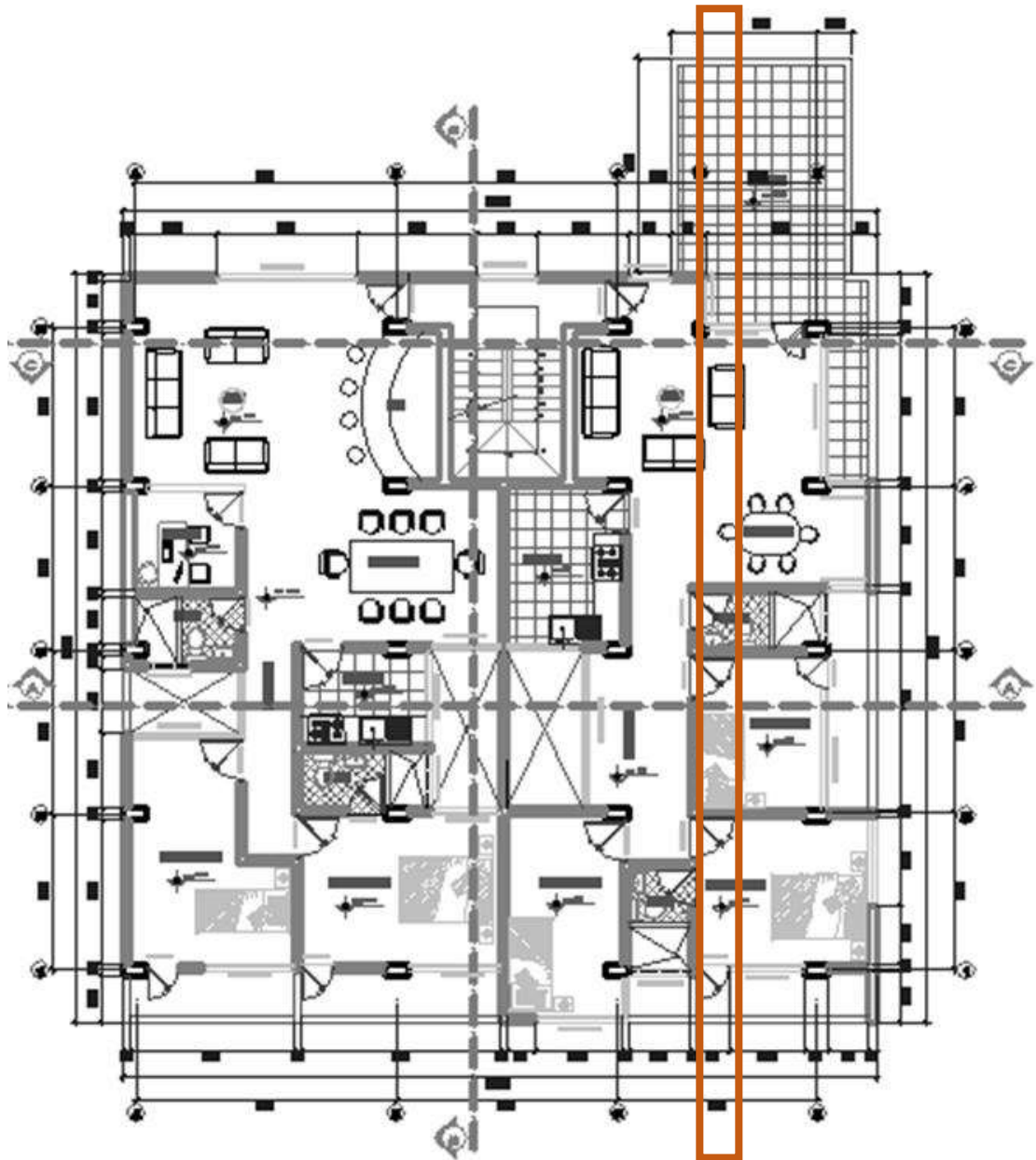


Figura 39 Planta del nivel 1 indicando la dirección del aligerado

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Figura 37 existe tabiquería en la dirección perpendicular al aligerado, por lo que se tendrá cargas puntuales.

Entonces la carga puntual y la carga por metro lineal serán:

Tabla 20 Medrado de losa aligerada 01.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	160 kg/m
Carga puntual de tabiquería ($e=0.15$ y $h=2.60$)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 \times 0.40 = 210.6 \text{ kg}$
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
Carga viva total	80 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

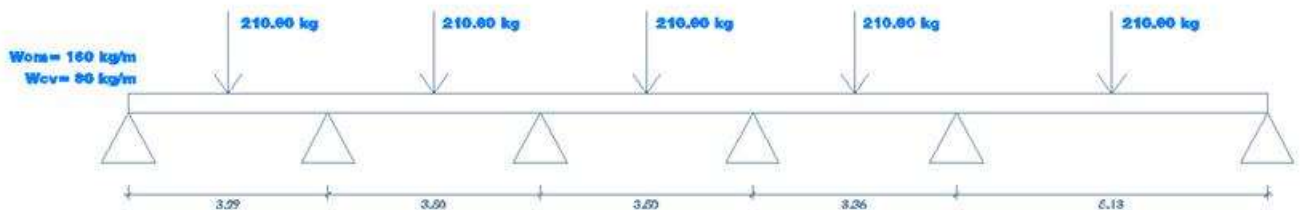


Figura 40 Modelo de aligerado con cargas puntuales: muerta y viva

Fuente: Elaboración propia

En este caso, analizaremos un pedazo en 1.00 m de aligerado de cuatro tramos ubicado entre los ejes D y E en el nivel 2 al 5. Las cargas por gravedad que actúan en una losa aligerada típica en este edificio son: peso propio del aligerado, piso terminado, muros de tabiquería y sobrecarga.

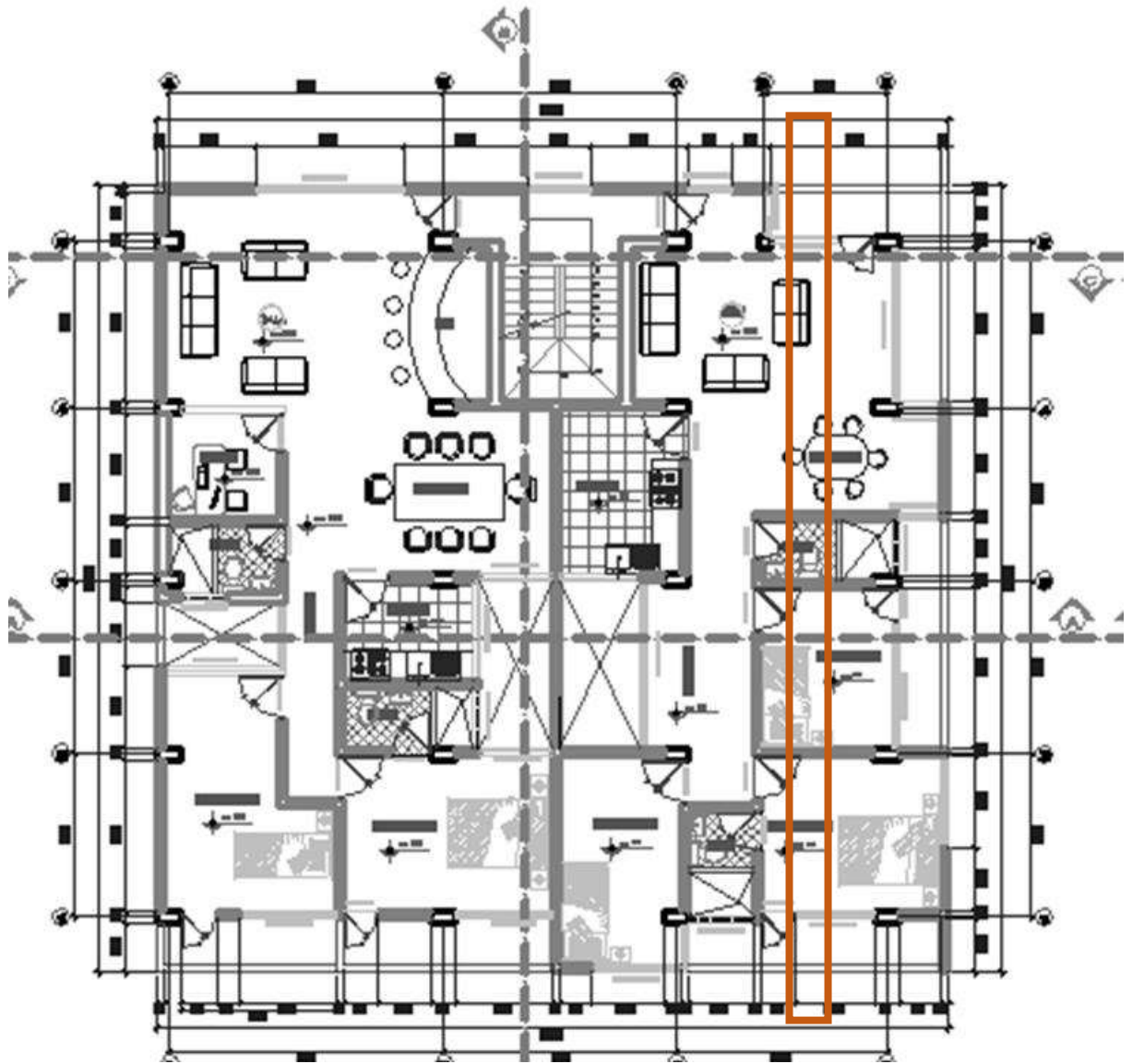


Figura 41 Planta de arquitectura del nivel 3.

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Figura 63 existe tabiquería en la dirección perpendicular al aligerado, por lo que se tendrá cargas puntuales.

Entonces la carga puntual y la carga por metro lineal serán:

Tabla 21 Metrado de losa aligerada 02

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	160 kg/m
Carga puntual de tabiquería ($e=0.15$ y $h=2.60$)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 \times 0.40 = 210.6 \text{ kg}$
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
Carga viva total	80 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

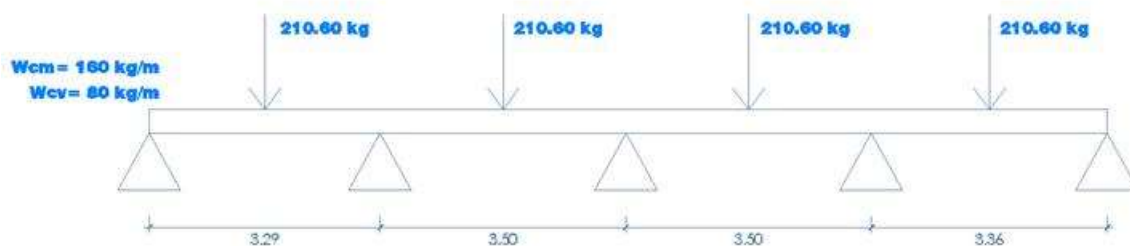


Figura 42 Modelo de aligerado con carga muerta y viva.

Fuente: Elaboración propia

En este caso, analizaremos un fragmento de aligerado de cuatro tramos ubicado entre los ejes D y E en la azotea.

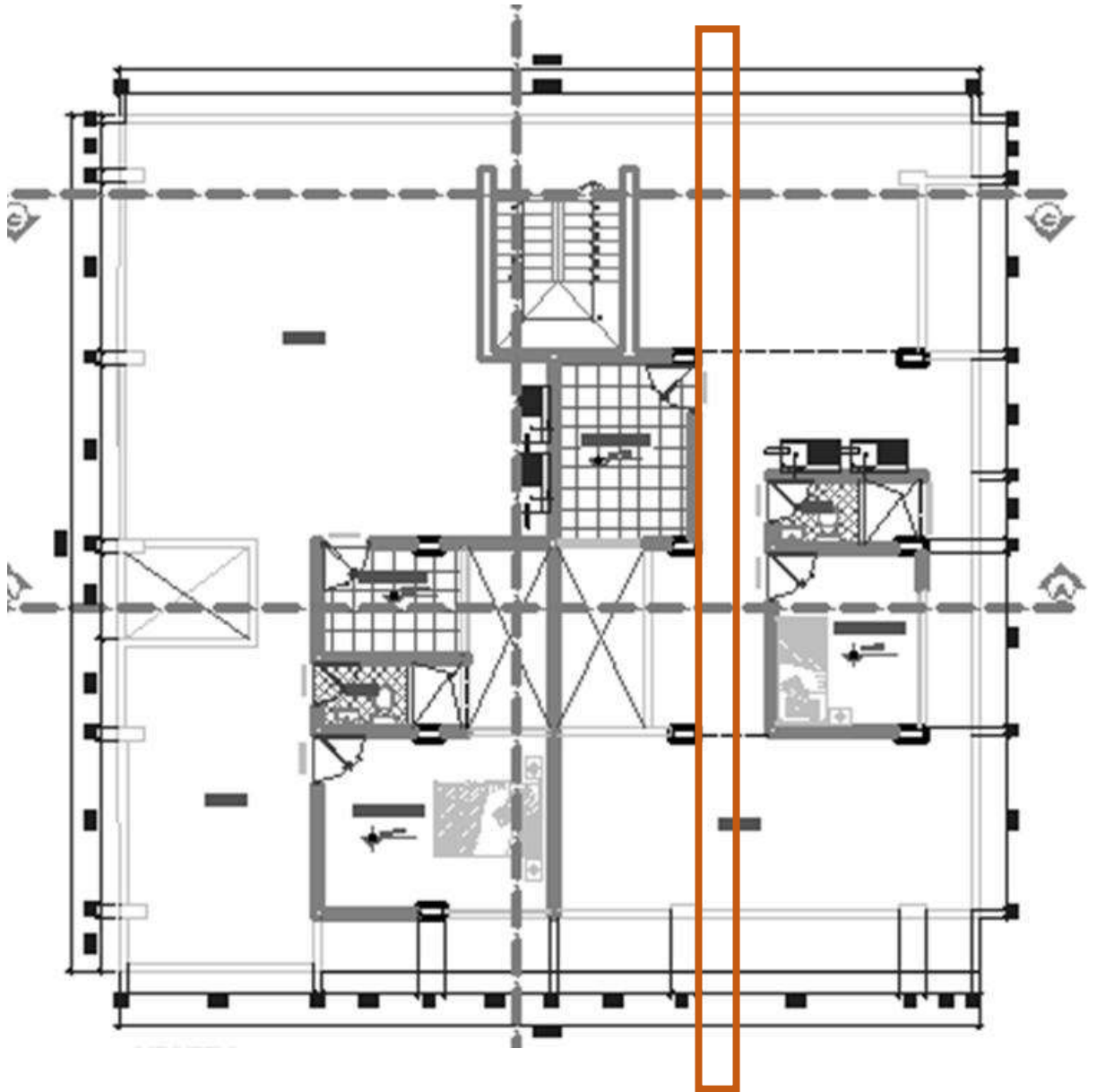


Figura 43 Planta de arquitectura de la azotea

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Figura 41 también como en los demás pisos existe tabiquería en la dirección perpendicular al aligerado, por lo que se tendrán cargas puntuales.

Tabla 22 Metrado de losa aligerada azotea.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	160 kg/m
Carga puntual de tabiquería ($e=0.15$ y $h=2.60$)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 \times 0.40 = 210.6 \text{ kg}$
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
Carga viva total	80 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

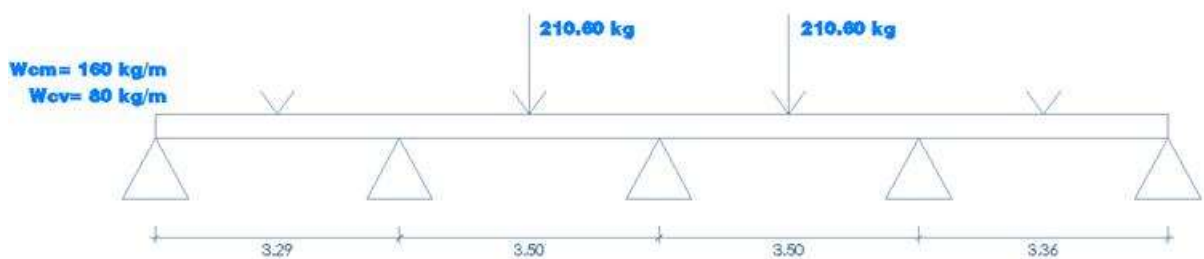


Figura 44 Modelo de aligerado con carga muerta y viva.

Fuente: Elaboración propia

Metrado de losas macizas. Tan igual que en las losas aligeradas, las cargas por gravedad actuantes en una losa maciza de la edificación son: peso propio, piso terminado, muros de tabiquería y sobrecarga. En esta situación se analizarán las losas en la región de escalera y tragaluz de un piso habitual.

Tabla 23 Metrado de losa maciza

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$
Piso Terminado	100 kg/m^2
Carga Muerta Total	580 kg/m^2
Carga puntual de tabiquería ($e=0.15$ y $h=2.60$)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
CARGA VIVA	
Sobrecarga	500 kg/m^2
Carga viva total	500 kg/m^2

Fuente: Elaboración Propia

Metrado de vigas chatas

Para la presente tesis se analizará una viga chata de cuatro tramos que soportará un tabique, la cual nombraremos Viga VCH-202, como se observa en la Figura 43, de 30x35 cm.

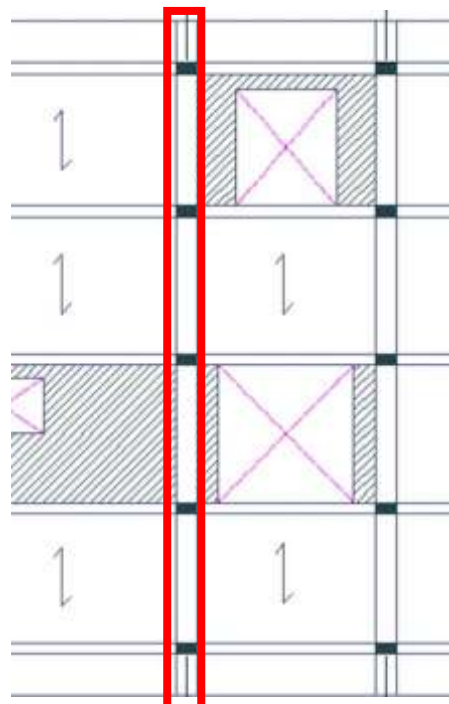


Figura 45 Planta del nivel 4 indicando viga chata V-6 y viga peraltada V-28.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24 Metrado de viga VCH-202.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.30 \times 0.35 = 252 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	808.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga viva total	60 kg/m

Fuente: Elaboración propia

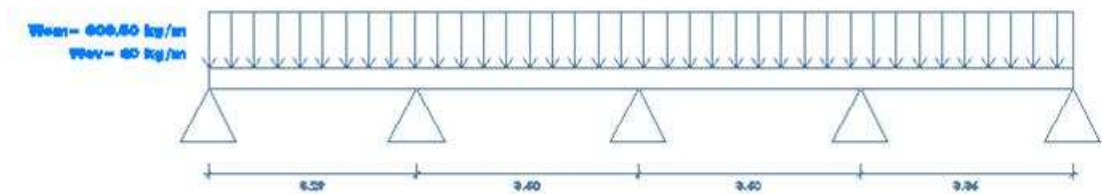


Figura 46 Modelo de viga chata VCH-202 con carga muerta y viva.

Fuente: Elaboración propia

Metrado de vigas peraltadas

Se examina una viga de tres tramos, la cual vamos a denominar Viga VP-203 (ver Figura 45) de parte 25 x 55 cm jallando su área tributaria. Esta viga peraltada soportará su peso, el piso terminado, el peso de la losa aligerada, el peso de la losa maciza, el peso de la tabiquería, el peso de vigas chatas que se apoyan en esta y el peso de la sobrecarga.

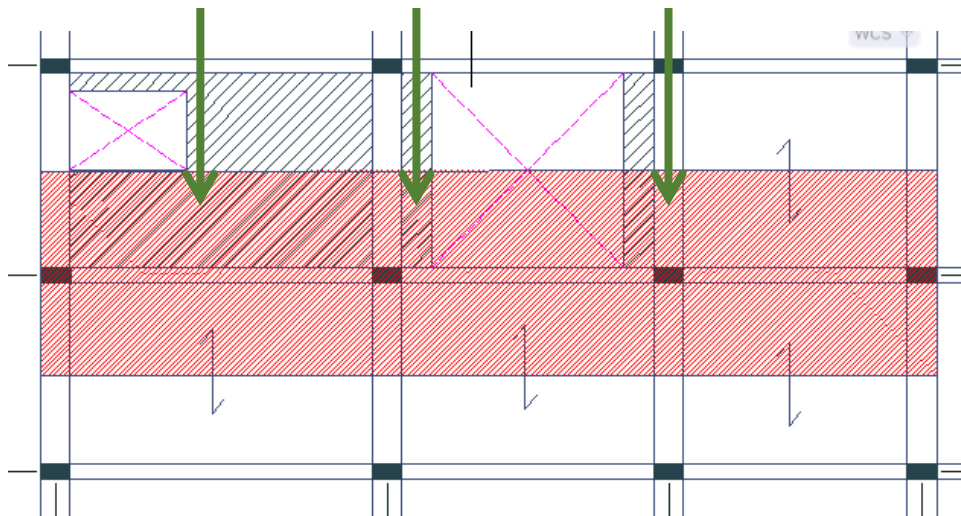


Figura 47 Área tributaria de la viga VP-203.

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, para el cálculo del metrado de los tramos, se deberán calcular las cargas de las vigas chatas transversales.

Tabla 25 Metrado de viga VP-203 Tramo 1.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Para calcular el metrado de cargas del TRAMO 1 es necesario hallar la carga puntual de la doble vigueta, luego hallamos las cargas puntuales que las vigas chatas que afectan a la viga VP-203, las cuales son iguales.

Tabla 26 Metrado de Carga Puntual Doble Vigueta.

CARGA MUERTA	
Peso Sección de concreto	$2400 \times 0.20 \times 0.10 = 48 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.10 = 10 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	584.50 kg/m
Carga Muerta Puntual (3.50 m)	2045.75 kg
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.10 = 20 \text{ kg/m}$
Carga viva total	20 kg/m
Carga Viva Puntual (3.50 m)	70 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27 Metrado de Doble Vigueta.

CARGA MUERTA	
Peso Sección de concreto	$2400 \times 0.20 \times 0.10 = 48 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.10 = 10 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Puntual (3.50 m)	2045.75 kg
Carga Muerta Total	58 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	584.50 kg
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.10 = 20 \text{ kg/m}$
Carga Viva Puntual (3.50 m)	70 kg
Carga Viva	20 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

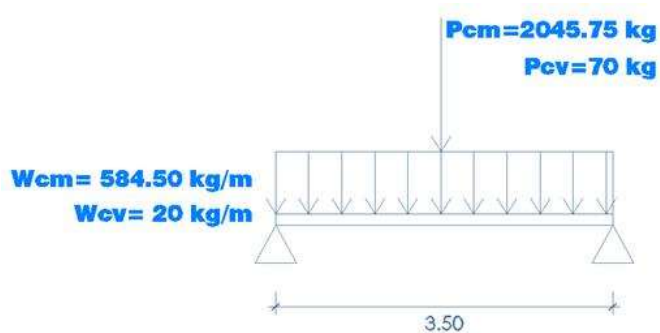


Figura 48 Metrado de doble viga

Fuente: Elaboración propia

Se calculan las reacciones de los apoyos, las cuales serán las cargas puntuales de la doble viga.

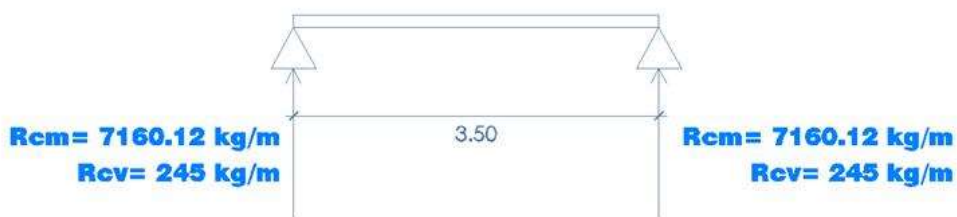


Figura 49 Reacciones de la doble viga

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28 Metrado de viga VP-203 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.85 = 185 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.65 = 87.45 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.65 = 495 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1010 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1623.95 kg/m

CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.85 = 370 \text{ kg/m}$
Carga viva total	370 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29 Metrado de viga VP-203 Tramo 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m

CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

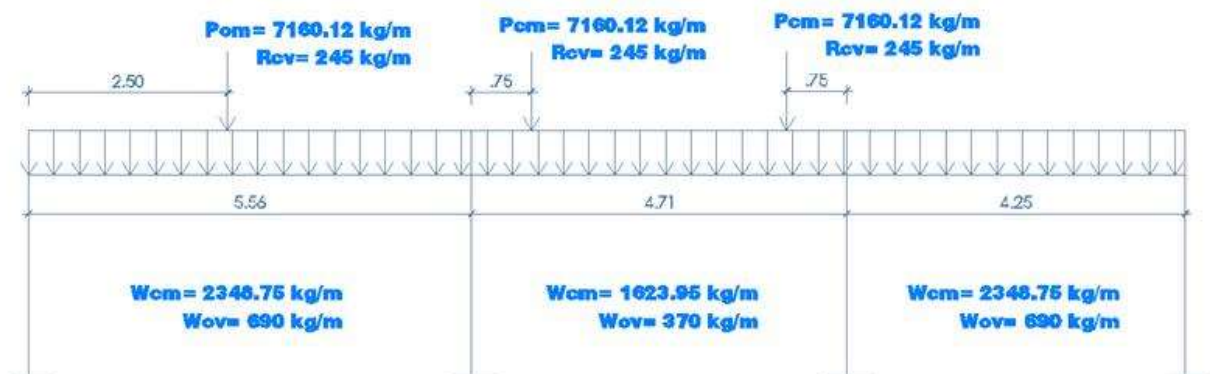


Figura 50 Modelo de viga peraltada VP-203.

Fuente: Elaboración propia

Metrado de las vigas del techo del primer nivel

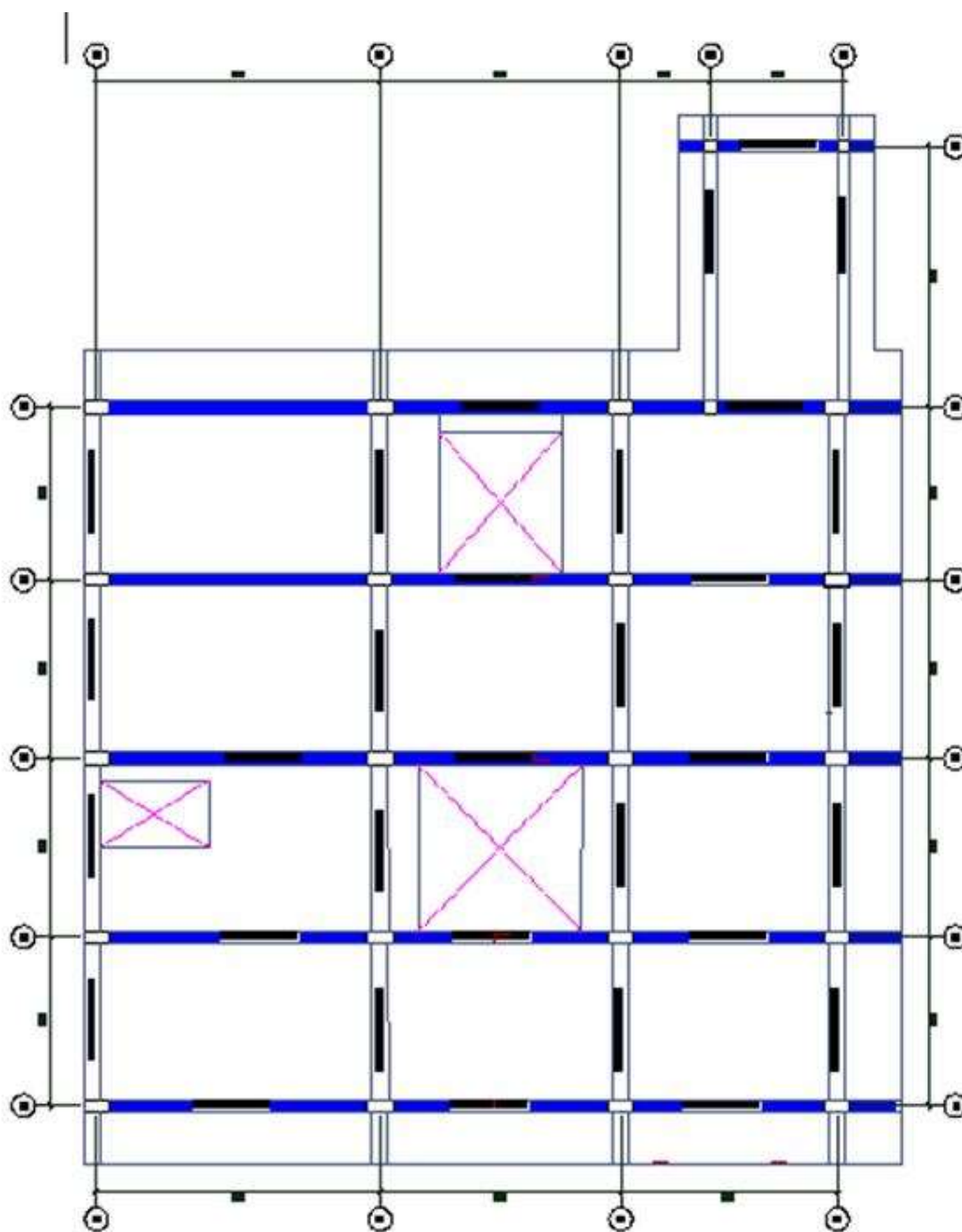


Figura 51 Planta de la estructura de vigas en el Primer Aliegerado.

Fuente: Elaboración propia

NOTA: VER ANEXO DE METRADO DE VIGAS

Metrado de las vigas del techo del nivel típico (2-5)

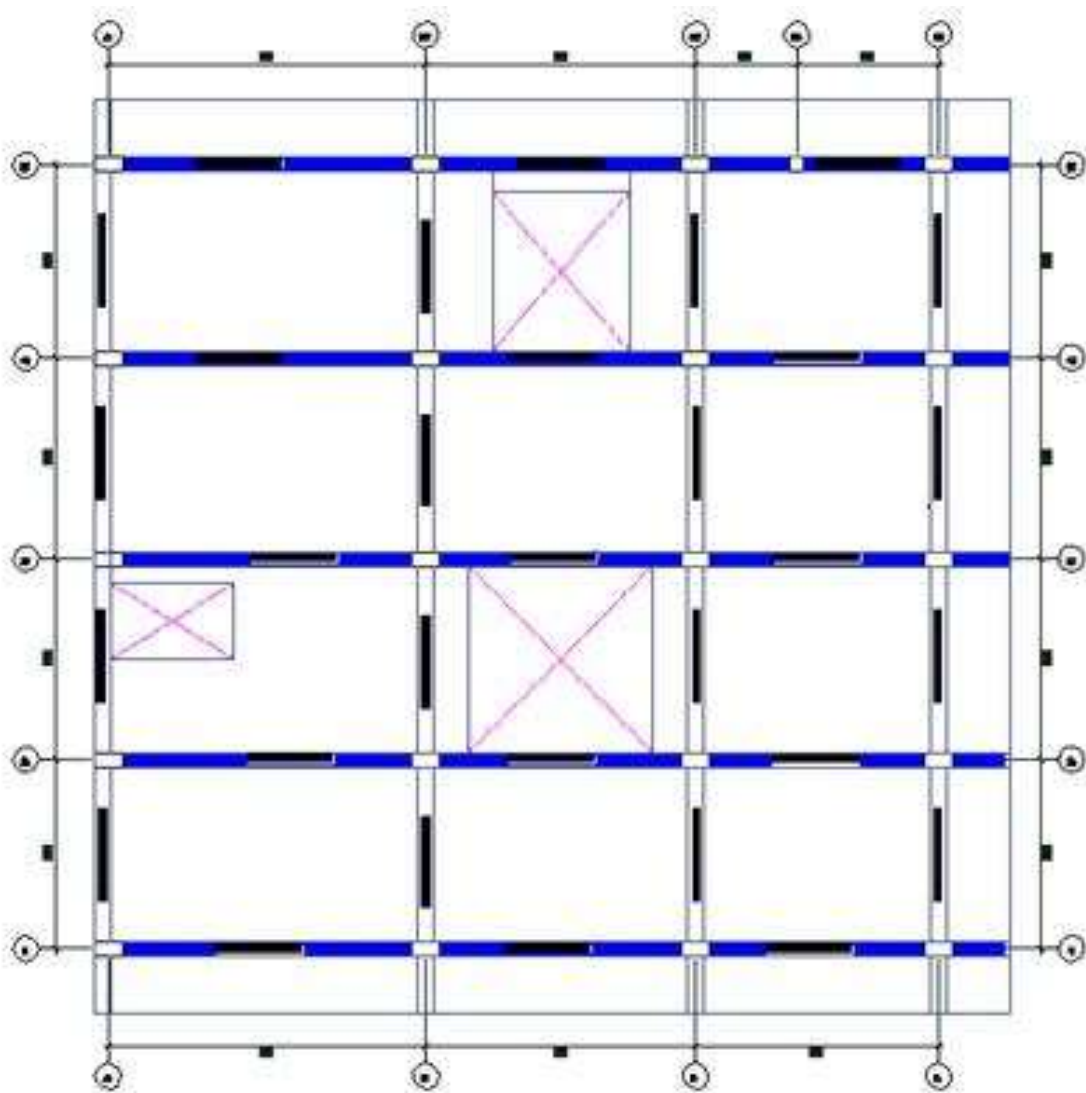


Figura 52 Planta de la estructura de vigas Aligerado típico.

Fuente: Elaboración propia

NOTA: VER ANEXO DE METRADO DE VIGAS

Metrado de las vigas del techo de la azotea

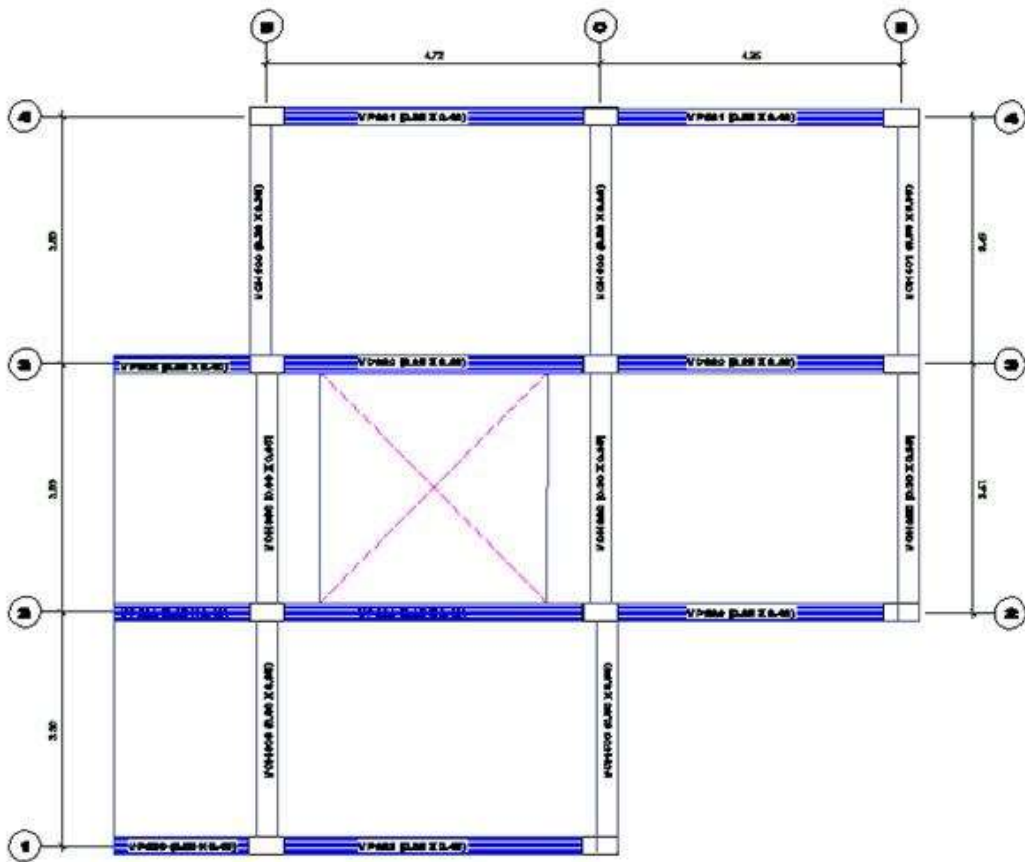


Figura 53 Planta de la estructura de vigas en el Aligerado de la Azotea.

Fuente: Elaboración propia

Metrado de columnas

Para realizar el metrado de columnas se halla un área tributaria del elemento vertical y se calculan las cargas de cada piso. Cabe señalar que el metrado de columnas contempla la totalidad del metrado.

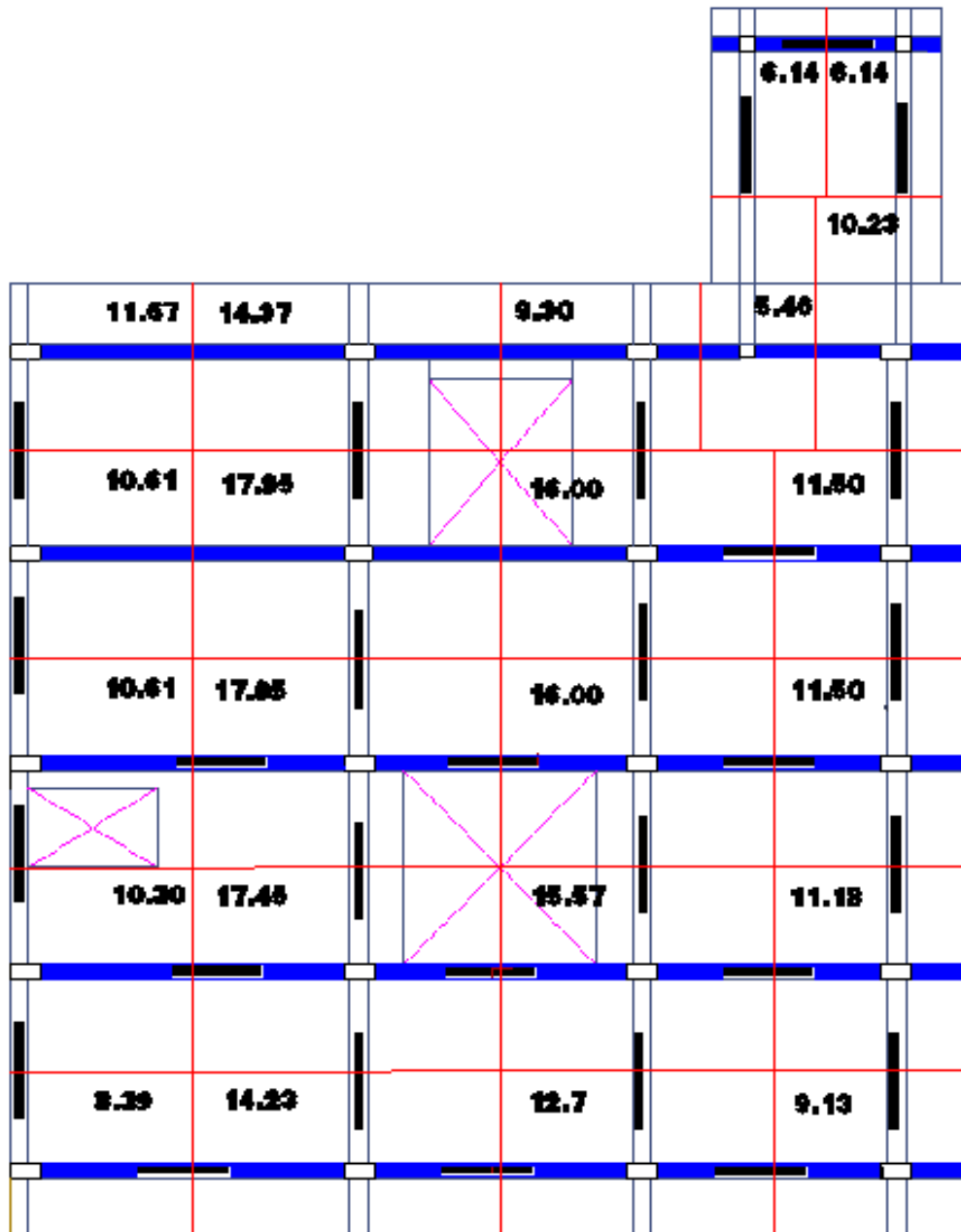


Figura 54 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Primer Piso

Fuente: Elaboración propia

Para calcular las cargas de cada elemento por metro cuadrado, se hallarán los pesos y se dividirán por el área tributaria del elemento vertical.

NOTA: Los metrados de columnas están incluidos en los anexos correspondientes por piso.

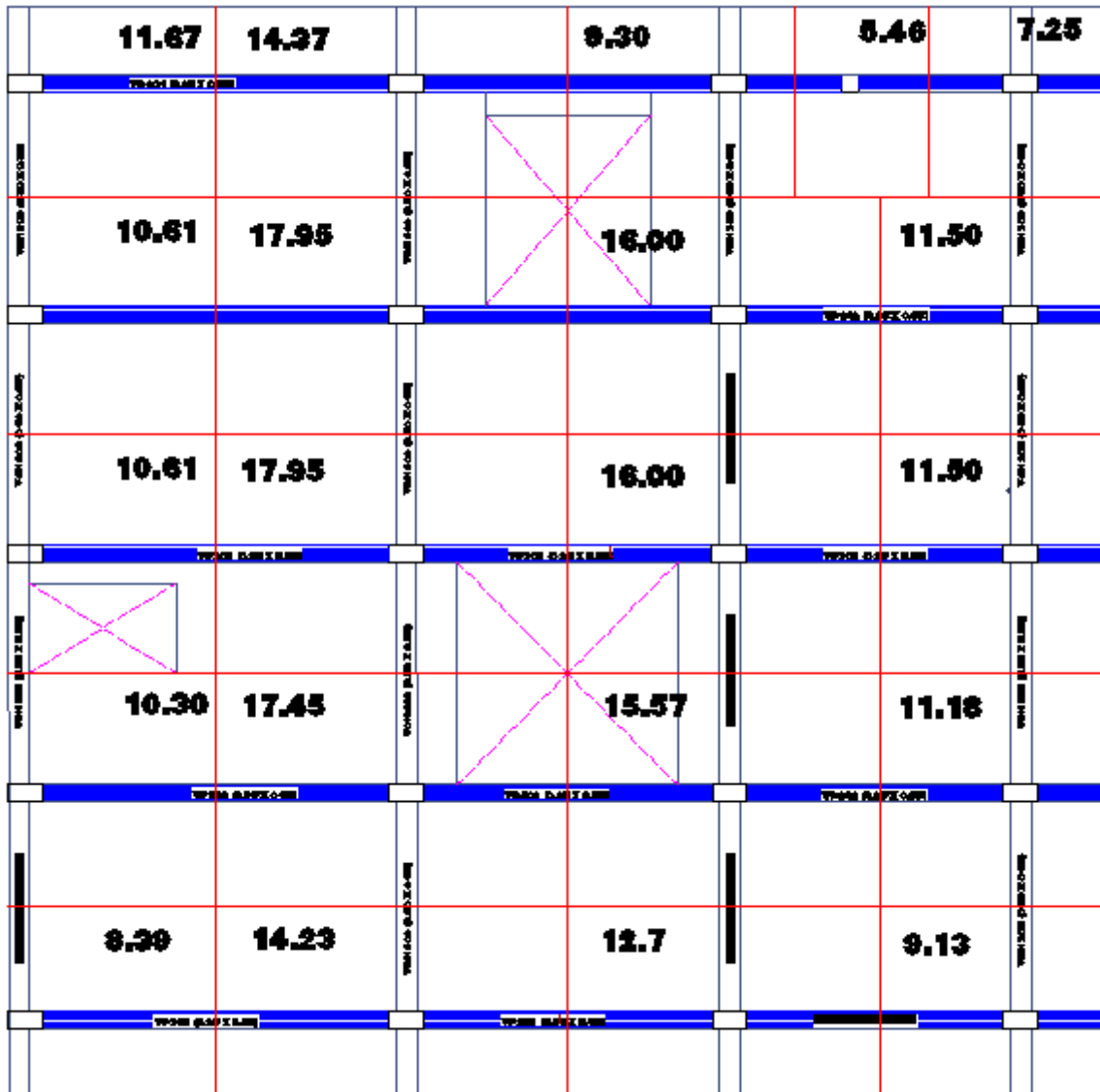


Figura 55 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – 2 al 5 Piso.

Fuente: Elaboración propia

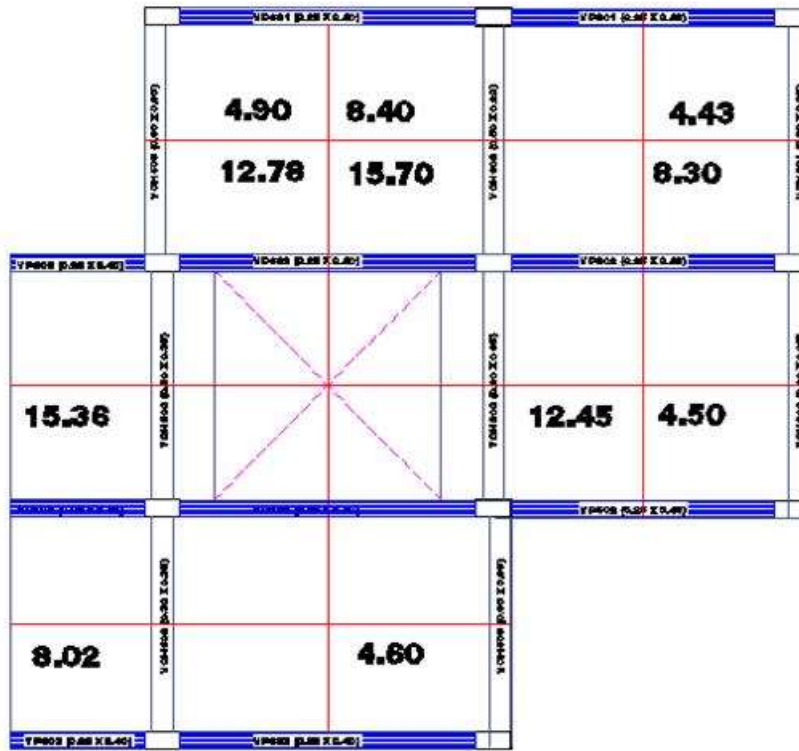


Figura 56 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Azotea.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30 Cálculo de las cargas acumuladas en servicio

NIVEL	CM (TON)	CV (TON)	TOTAL	TOTAL ACUMULADO
Azotea	79.38	20.93	100.31	100.31
Piso 5	261.33	51.84	313.17	413.48
Piso 4	261.33	51.84	313.17	726.65
Piso 3	261.33	51.84	313.17	1039.82
Piso 2	261.33	51.84	313.17	1352.99
Piso 1	269.04	54.96	324.00	1676.99

Fuente: Elaboración propia

4.2.5. Analisis Sismico

Se va a desarrollar un análisis dinámico del edificio empleando el procedimiento de la combinación espectral.

4.2.5.1. Parámetros del análisis sísmico

- A. Zonificación.** De acuerdo con la Tabla N°1 de la Norma E.030 de hoy le corresponde un aspecto “Z” de 0.35 por estar en la región 3.

Para sustentar esta situación, el edificio está ubicado en el distrito de San Jerónimo de Tunan, provincia de Huancayo.

- B. Condiciones geotécnicas.** El suelo del proyecto presenta características de SM de San Jerónimo de Tunán, por lo que presenta un buen suelo con el perfil Tipo S2 de la Norma E.030.

Para estas características del suelo, la Tabla N°3 y N°4 de la Norma E.030 brinda un factor “S” de 1.15 y unos períodos “TP” de 0.6 y “TL” de 2.0. El período “TP” define la plataforma del espectro y el período “TL” define el inicio de la zona espectral con un desplazamiento constante.

- C. Factor de amplificación sísmica**

La Norma E.030 nos ofrece tres fórmulas para hallar este factor, los cuales obedecen al período del edificio y los períodos “TP” y “TL” propuestos por la norma. Estas fórmulas son las siguientes:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

D. Categoría de la edificación

Como este proyecto es un edificio de vivienda, se considera un edificio tipo “C”, edificaciones comunes, el cual nos da un factor de 1.0.

E. Sistema estructural

El sistema estructural de la edificación del proyecto presenta porticos de concreto armado, por lo que el coeficiente básico de reducción “Ro” es de 8.

F. Regularidad estructural

Se visualiza que la estructura tiene dos de las irregularidades en planta, por lo que se deberá optar por el menor de los valores. Entonces, según la Tabla N°9 de la Norma E.030 el factor por irregularidad en altura “Ia” será de 0.9 y el factor por irregularidad en planta “Ip” será de 0.90.

Tabla 31 Irregularidades de la edificación analizada en altura.

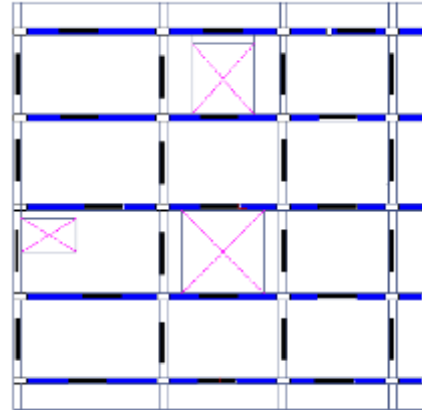
Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad Ia
Irregularidad de rigidez- Piso blando	Ya que la configuración es constante, se toma como hipótesis que no existe irregularidad.
Irregularidad de resistencia- Piso débil	Las áreas de corte son iguales en todos los entresijos ($A(n)=A(n+1)$), pero existe diferencia de altura entre el primer (3.0m) y segundo entresijo (2.6m). Existe irregularidad cuando: $\frac{2.60}{3.00} < 0.80$ Conclusión: Se comprueba que

Irregularidad de masa o peso	<p>no existe irregularidad. $I_a=1$</p> <p>En la edificación se tienen los siguientes pesos:</p> <p>1º piso =324.00 ton</p> <p>2º piso-5ºpiso=313.17ton c/piso</p> <p>Azotea =39.08 ton</p> <p>Existe irregularidad cuando:</p> <p>$324\text{ton}/313.17\text{ton}>1.50$</p> <p>$1.03>1.50$</p> <p>Conclusión: Se comprueba que no existe irregularidad. $I_a=1$</p>
Irregularidad geométrica vertical	<p>La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es constante. Las longitudes en todos los pisos son: L_g en $x= 16.03\text{m}$</p> <p>L_g en $y=15.93\text{m}$</p> <p>Conclusión: No existe irregularidad. $I_a=1$</p>
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<p>Los elementos resistentes no son continuos y están alineados en todos los pisos, por lo tanto existe irregularidad. $I_a=0.9$</p>

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32 Irregularidades de la edificación analizada en planta

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_p
Irregularidad torsional	<p>Hay irregularidad torsional cuando el desplazamiento relativo máximo del entresuelo en un extremo del edificio (incluyendo la excentricidad accidental) es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masa del mismo entresuelo. La irregularidad extrema se produce cuando la relación anterior es mayor que 1.5 veces. Por tanto:</p> $\Delta_{max} / \Delta_{cm} \leq 1.2$ $3.44 / 3.01 \leq 1.2$ <p>Conclusión: No existe irregularidad. $I_p=1$</p>
Esquinas entrantes	<p>Si existen esquinas entrantes en la estructura en el primer nivel. $I_p=0.9$</p>
Discontinuidad del diafragma	<p>Las aberturas que existe en el diafragma son las que se observan en la siguiente figura:</p>



Los valores de las áreas son:

$$A_a = 19.91 \text{ m}^2$$

$$A_D = 255.36 \text{ m}^2$$

Existirá irregularidad cuando:

$$19.91/255.36 > 0.50$$

No existe irregularidad. $I_p = 1$

Los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos (ejes "x" e "y"). No existe irregularidad.

$$I_p = 1$$

Sistemas no paralelos

Fuente: Elaboración Propia

El coeficiente de reducción por cargas sísmicas "R" se calcula de la siguiente manera:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$R = 8 \times 0.9 \times 0.9 = 6.48$$

Tabla 33 Parámetros de sismo.

Parametros	Factores
Z	0.35
U	1.0
S	1.15
Tp	0.6
TI	2.5
Rx=Ry	6.48

Fuente: Elaboración Propia

4.2.5.2. Modelo estructural

Se procedió a efectuar un modelo tridimensional con el software ETABS, para realizar un análisis modal y sísmico de la estructura. Con la base por empotramiento, se han tomado presente las cuatro plantas superiores. Se colocaron de acuerdo al metrado de cargas de forma manual las cargas vivas, muertas y de sismo por diafragma.

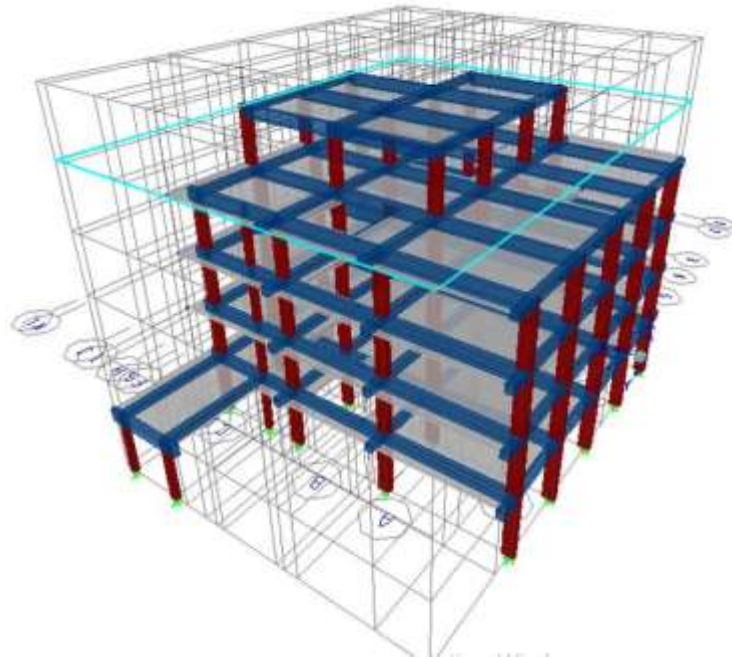


Figura 57 Vista 3D del modelo estructural.

Fuente: Elaboración propia

4.2.5.3. Análisis Traslacional: Predimensionamiento de columnas

El modelamiento de fuerzas se realizó en relación al análisis estático teniendo en cuenta los lineamientos de la Norma. La fuerza cortante total en la base se proyectó de la misma forma que lo exige la E030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Deben ser empleadas fuerzas sísmicas, tratándose de un análisis estático, sobre cada piso de la edificación (diafragma). Estas son fracciones de la cortante total y se imparten con la siguiente fórmula:

$$F_i = \alpha_i \times V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^i}$$

Con esto, se logrará una distribución de fuerzas creciente desde el primer piso hacia la azotea de la edificación, que suele presentarse la máxima aceleración durante un análisis dinámico y es razonable que tenga la mayor fuerza también en su contraparte estática.

Como el análisis solo es traslacional se realizó en el programa SAP 2000. La masa por nivel fue estimada como una carga distribuida de 1 ton/m², exceptuando la azotea que tiene 0.8 ton/m². Cabe especificar que dicho análisis tiene como propósito conseguir resultados veloces y muy aproximados, para ofrecer dimensiones a las columnas.

Tabla 34 Datos generales del edificio

Numero de Pisos	5
Altura de Entrepiso	2.60
Peso sísmico repartido en piso típico	1.00 tn/m ²
Peso sísmico repartido en azotea	0.80 tn/m ²

Área en planta	273.09 m ²
Cimentación (condición de borde)	Empotramiento
Período Fundamental de Vibración (*) T	0.46

Fuente: Elaboración Propia

Por la E030, se permite estimar el valor del periodo mediante una fórmula en función al número de pisos y al sistema estructural, que es en este caso, pórticos de concreto armado.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Se pudo calcular la cortante basal del edificio con la ecuación.

$$V = \frac{0.35 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.15}{6.48} P = 0.16P$$

$$V = 0.16 \times 1368.63$$

$$V = 218.98 \text{ ton}$$

El peso calculado en la Tabla 34 es estimado, por ello el valor no es la cortante basal de diseño pues de acuerdo al referido análisis.

A. Análisis en X-X

El modelo sobre los que se designaron las fuerzas sísmicas en X-X es el que se aprecia en la Fig. 56. Reparen la cantidad de pórticos en esta dirección con un total de 6, y las grandes dimensiones de columnas principales (0.25 x 0.50).

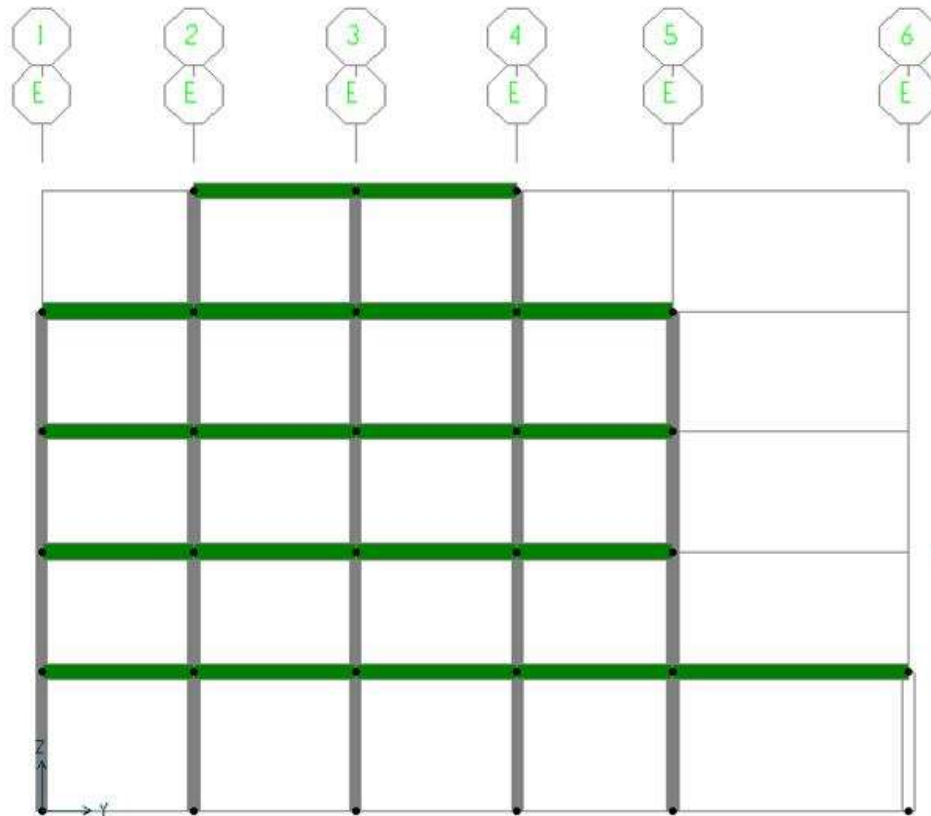


Figura 58 Modelo bidimensional del edificio en X-X

Fuente: Elaboración propia

Al desarrollar el análisis, el programa calculó los desplazamientos por cada piso como un análisis estático con cargas estimadas, con los cuales se concibieron los siguientes cálculos:

- ✓ Se calcularon las derivas, tomando como base estos desplazamientos.
- ✓ El producto de estas derivas por $0.75R$ se convierten en las derivas inelásticas.
- ✓ Ninguna de las derivas debe sobrepasar el límite de 0.007, según la Norma E.030, con esta expresión se cumplirá el predimensionamiento de columnas. En caso contrario se ensayará con un espesor mayor, itinerando el análisis.
- ✓ Para el modelo que desempeñó los límites de rigidez, en la Tabla 35 se observan las fuerzas, calculadas y aplicadas a cada diafragma (piso) y las derivas calculadas por el programa.

Tabla 35 Cálculo de derivas para la dirección X-X

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0065	0.0002	0.0065	0.0002	0.00650308	0.03160495
2	2.6	0.0127	0.0005	0.0062	0.0003	0.00620725	0.030167254
3	2.6	0.0196	0.0008	0.0069	0.0003	0.00690652	0.033565681
4	2.6	0.0235	0.0009	0.0039	1E-04	0.00390128	0.01896023
5	2.6	0.0258	0.0013	0.0023	0.0004	0.00233452	0.011345784

Fuente: Elaboración Propia

Sabiendo que la deriva máxima menor a 0.007, se tienen ya predimensionadas las columnas en el eje X-X por razones de rigidez lateral.

La Tabla 34 muestra un inmediato del esfuerzo cortante por piso que se presentará en la sección de la columna.

Tabla 36 Dimensiones y esfuerzos en los Diafragmas en X-X

PISO	V (tn)	Vprom (tn)
1	27.8425	55.95706
2	47.8739	55.95706
3	70.1011	55.95706
4	89.7857	55.95706
5	44.1821	55.95706

Fuente: Elaboración Propia

Realizando una comparación del esfuerzo de la Tabla 36, con el esfuerzo cortante más alto que puede tomar el concreto, se debe tomar en consideración que el concreto solo puede tomar la cuarta parte de la cortante de cada columna.

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Después, el resto de fuerza cortante sería del refuerzo horizontal: precisamente 240.00 ton por cada columna, para el acero únicamente.

B. Análisis en Y-Y

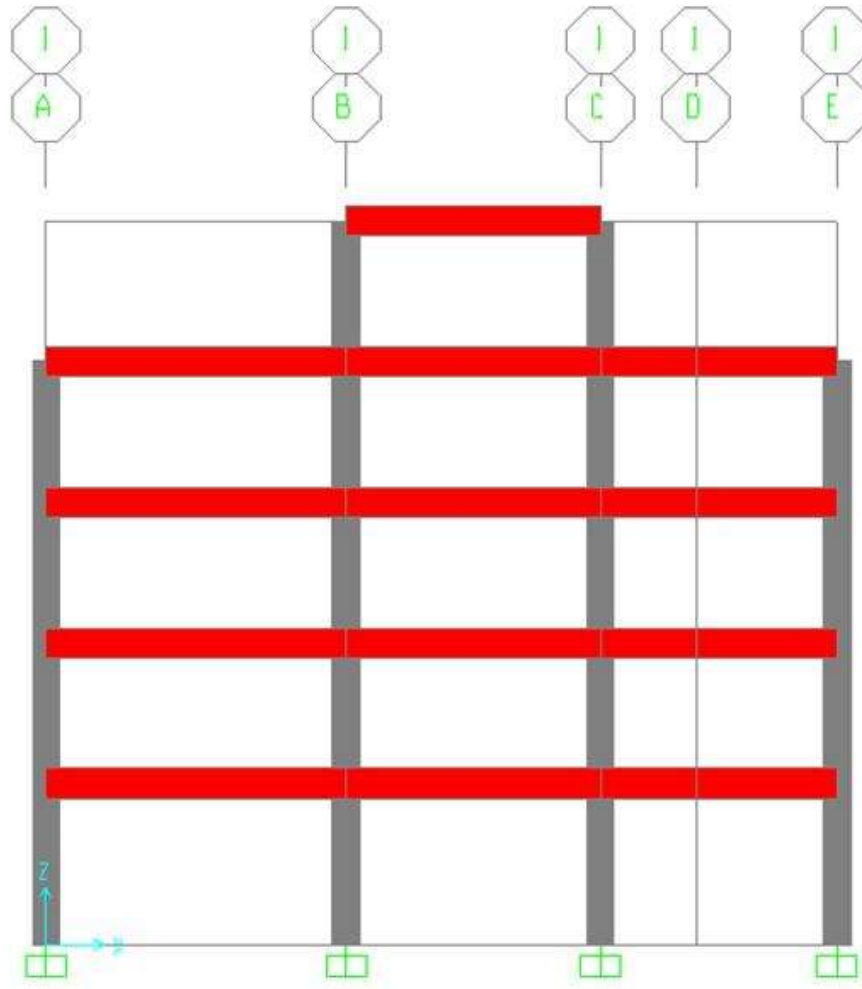


Figura 59 Modelo bidimensional del edificio en Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0065	0.0003	0.0065	0.0003	0.00650692	0.031623628
2	2.6	0.0129	0.0006	0.0064	0.0003	0.00640703	0.031138153
3	2.6	0.0194	0.0009	0.0065	0.0003	0.00650692	0.031623628
4	2.6	0.0245	0.001	0.0051	0.0001	0.00510098	0.024790764
5	2.6	0.0247	0.006	0.0002	0.005	0.005004	0.024319432

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38 Dimensiones y esfuerzos en los Diafragmas en Y-Y

PISO	V (tn)	Vprom (tn)
1	27.8425	55.95706
2	47.8739	55.95706
3	70.1011	55.95706
4	89.7857	55.95706
5	44.1821	55.95706

Fuente: Elaboración Propia

4.2.5.4. Análisis Modal-Espectral: Modelo Tridimensional en ETABS

A. Peso sísmico

Los siguientes datos están disponibles en el medidor de carga anterior:

Tabla 39 Peso Sismico

DATOS	AZOTEA	
CV=	20933	KG
CM=	79384	KG
C=	0.25	
DATOS	2-5 PISO	
CV=	51842	KG
CM=	261330	KG
C=	0.25	
DATOS	1 PISO	
CV=	54961	KG
CM=	269042	KG
C=	0.25	

B. Espectro de diseño – Casos de carga

Existen esquinas entrantes que sobrepasan el 20% de la dimensión más corta.

$$\frac{\text{Dimension esquina entrante}}{\text{lado del edificio}} = \frac{4.61}{16.03} = 0.29 > 0.2$$

Nuestro edificio califica como irregular, según la Norma E.030. El factor R, que le correspondería un valor de 8 por el sistema aporricado se multiplica por 0.81.

Tabla 40 Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30

Parametros	Factores
Z	0.35
U	1.0
S	1.15
Tp	0.6
Tl	2.5
Rx=Ry	6.48

Fuente: Elaboración Propia

Ahora, el factor de amplificación sísmica C es una función del periodo natural de la estructura. $C= 2.5$.

El espectro de diseño elaborará un gráfico, el periodo versus la pseudo-aceleración espectral (o aceleración espectral, que es equivalente), la cual es calculada con los factores anteriores. Se ha realizado el gráfico con el software EMD ESPECTROS.

Tabla 41 Valores de aceleración espectral Programa: EMD ESPECTROS E030

T(seg)	Sa(cm/seg²)	Sa(g)
0	1.523	0.155
0.1	1.523	0.155
0.2	1.523	0.155
0.3	1.523	0.155
0.4	1.523	0.155
0.5	1.523	0.155
0.6	1.523	0.155
0.7	1.306	0.133
0.8	1.143	0.116
0.9	1.016	0.104

1	0.914	0.093
1.1	0.831	0.085
1.2	0.762	0.078
1.3	0.703	0.072
1.4	0.653	0.067
1.5	0.609	0.062
1.6	0.571	0.058
1.7	0.538	0.055
1.8	0.508	0.052
1.9	0.481	0.049
2	0.457	0.047
2.1	0.415	0.042
2.2	0.378	0.039
2.3	0.346	0.035
2.4	0.317	0.032
2.5	0.292	0.03
2.6	0.27	0.028
2.7	0.251	0.026
2.8	0.233	0.024
2.9	0.217	0.022
3	0.203	0.021
3.1	0.19	0.019
3.2	0.179	0.018
3.3	0.168	0.017
3.4	0.158	0.016
3.5	0.149	0.015
3.6	0.141	0.014
3.7	0.134	0.014
3.8	0.127	0.013
3.9	0.12	0.012
4	0.114	0.012

Fuente: Elaboración Propia

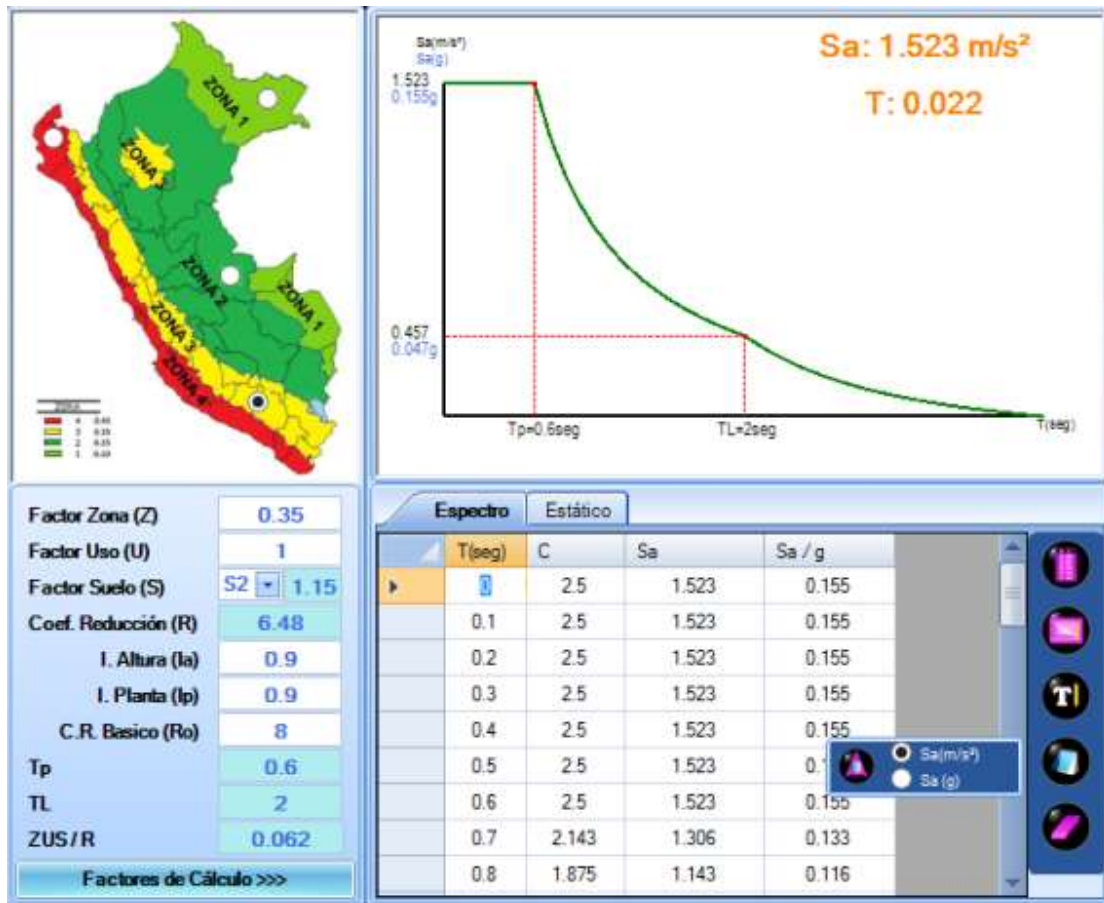


Figura 60 Espectro de aceleraciones espectrales de diseño

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 39 y la Fig. 58 definen el espectro de diseño que será ingresado al programa como una Función de Espectro de respuesta.

C. Modelo del edificio en ETABS

El modelo geométrico ingresado valiéndose de los planos de arquitectura del proyecto, es lo más confiable posible para la estructuración del edificio y se muestra en la figura 59, como se ve en la interfaz del programa ETABS.

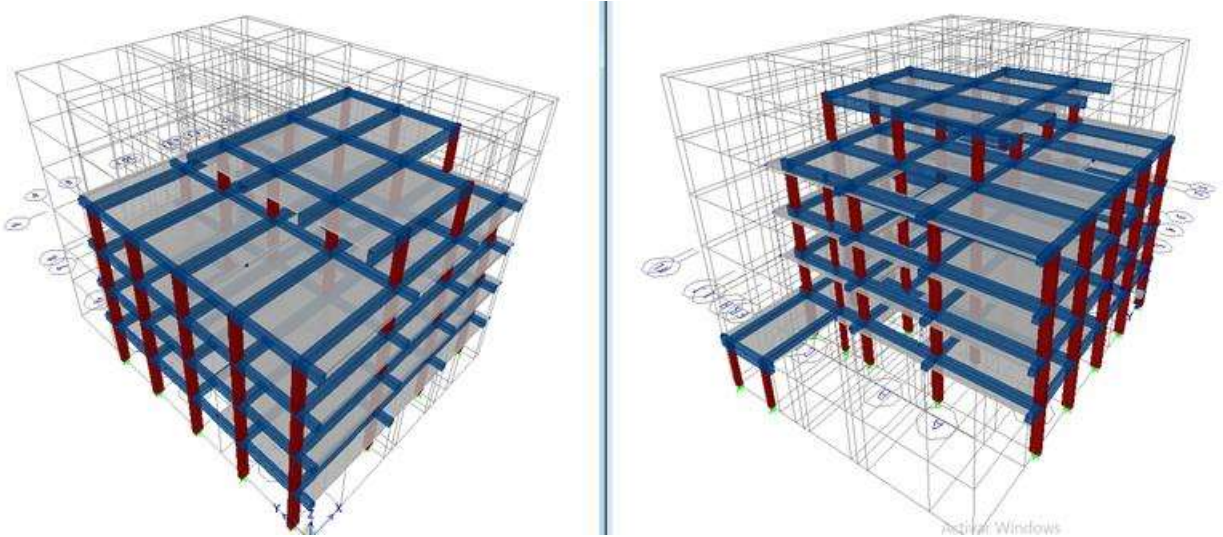


Figura 61 Modelo geométrico del edificio en ETABS

Fuente: Elaboración propia

D. Cálculo de la masa total del edificio

Se tiene un peso total de la edificación de 1615.77 ton, el cual será necesario para el cálculo de los desplazamientos reales y calcular la cortante basal.

Tabla 42 Comparación entre el peso estimado y el calculado

PISO	P (ton)	W real (tn/m ²)	W estimado (ton/	Error
1	324.00	1.19	1.00	19%
2	313.17	1.23	1.00	23%
3	313.17	1.23	1.00	23%
4	313.17	1.23	1.00	23%
5	313.17	1.23	1.00	23%
Azotea	39.08	0.39	0.80	- 51.25%
	1615.77			

Por otra parte, se puede notar en cuanto al peso de la azotea tuvo un error nada despreciable.

Finalmente, si se recuerda que el peso total del modelo bidimensional aproximado era 1368.63 ton, el peso solo se sobreestimó, en 247.14 ton, lo que representa un error de 18.05%.

E. Análisis estático en el modelo tridimensional – Cortante basal estática

Ninguno de los modos excede el límite de la plataforma, 0.6 s, por lo cual se vuelve innecesario el hecho de mostrar los porcentajes de masa participativa y hacer una media ponderada para encontrar el período de la estructura. Por lo tanto, el coeficiente de amplificación se reafirma en su valor máximo (2,5).

Entonces, la Cortante basal estática (V) será:

$$V = \frac{0.35 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.15}{6.48} P = 0.16P$$

$$V = 0.16 \times 1615.77$$

$$V = 258.52 \text{ ton}$$

Distribuyendo la cortante entre los 5 pisos de la edificación, se obtienen, en la Tabla 43, las fuerzas laterales que se aplicarán en los centros de masa de cada piso del edificio.

Tabla 43 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel

NIVEL	H (m)	W (TN)	Wh (Tn.m)	FUERZA V (TN)
1	3.00	324.00	972.00	18.07
2	5.60	313.17	1753.76	32.60
3	8.20	313.17	2568.01	47.74
4	10.80	313.17	3382.26	62.87
5	13.40	313.17	4196.50	78.01
AZOTEA	16.00	39.08	625.25	11.62
		1615.77	13497.80	250.90

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44 Cálculo de derivas para la dirección X-X

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.007	0.0001	0.007	0.0001	0.00700071	1.469022702
2	2.6	0.0141	0	0.0071	0.0001	0.0071007	1.490004489
3	2.6	0.0193	0	0.0052	0	0.0052	1.09116267
4	2.6	0.0225	0	0.0032	0	0.0032	0.67148472
5	2.6	0.0225	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 45 Cálculo de derivas para la dirección Y-Y

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0068	0	0.0068	0	0.0068	0.033048
2	2.6	0.0139	0	0.0071	0	0.0071	0.034506
3	2.6	0.0191	0	0.0052	0	0.0052	0.025272
4	2.6	0.0226	0	0.0035	0	0.0035	0.01701
5	2.6	0.0228	0	0.0002	0	0.0002	0.000972

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46 Comparación de derivas obtenidas del modelo bidimensional y tridimensional

PISO	BIDIMENSIONAL		TRIDIMENSIONAL	
	DERIVA XX	DERIVA YY	DERIVA XX	DERIVA YY
1	0.0065	0.0065	0.0070	0.0068
2	0.0062	0.0064	0.0071	0.0071
3	0.0069	0.0065	0.0052	0.0052
4	0.0039	0.0051	0.0032	0.0035
5	0.0023	0.0050	0.0000	0.0002

Fuente: Elaboración Propia

4.2.5.5. Resultados finales del Análisis Dinámico

A. Modos y periodos de vibración de la estructura (Análisis Modal)

Tabla 47 Modos y masa participativa del modelo final del edificio

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.660559	0	87.403	0.0004
2	0.437234	11.448	0.006	75.0085
3	0.386974	74.6903	0.0014	10.89
4	0.228421	0.0003	8.7024	0.0425
5	0.151642	0.066	0.9039	6.1226
6	0.146883	0.1053	1.6218	3.051
7	0.132955	8.9869	0.0069	0.2076
8	0.108002	0.062	0.8557	1.0135
9	0.101109	0.0943	0.2721	1.7899
10	0.083197	2.8036	0.0006	0.079
11	0.080645	0.0145	0.2247	0.0129
12	0.072609	0.0652	0.0014	1.4972

Fuente: Elaboración Propia

Los valores de la Tabla 47 dejan algunas conclusiones para el análisis y futuro diseño:

- ✓ Los principales modos de la estructura son los tres primeros, pues poseen períodos y masas participativas mucho mayores que los demás. Si bien la diferencia no es grande, el modo fundamental es el de traslación en Y-Y de 87.403.
- ✓ Se evalúa el modo de rotación: debido a la forma alargada del piso del edificio, este modo se vuelve relevante. Después, hay la traslación en X-X, en que un período más corto que los demás era esperado, ya que es la dirección más rígida del edificio.
- ✓ El periodo fundamental de la estructura es 0.46 s.
- ✓ Se consigue un movimiento de traslación casi perfecto, ya que en esta dirección se logra una distribución simétrica de los elementos resistentes a las cargas laterales, disminuyendo las rotaciones

indeseables. Esto debido a que la masa X-X tiende a participar sólo en los modos de traslación en esa dirección; evidenciado por los nodos de UX en los modos en que los otros porcentajes de masa participativa predominan.

- ✓ En general, los modos de traslación presentan un movimiento libre de rotaciones.
- ✓ En el primer modo, el porcentaje de masa RZ es prácticamente cero, con movimientos perfectamente traslacionales. Esto es exactamente lo que se buscaba al hacer este análisis de los modos de vibración: mantener los pares al mínimo en estos modos.

B. Cortante basal estática y Factores de escala

Como el edificio tiene irregularidades (cantos de entrada), el 90% de la cortante estática se utilizará:

$$f_o = 0.9 \frac{V_{est}}{V_{din}}$$

Tabla 48 Factor de escala para ambas direcciones de análisis

Dirección	V din (tn)	V est (tn)	90% Vest (tn)	fo
x-x	246.01	250.90	225.81	0.92
y-y	246.01	250.90	225.81	0.92

Fuente: Elaboración Propia

Se obtiene entonces la cortante basal de diseño para el modelo del edificio: 248.45 ton. Recordando que el edificio pesa en total 1615.77 ton, esta fuerza representa el 15.38% de su peso.

C. Desplazamientos y derivas

Tabla 49 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje X-X

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.006998	0.0003	0.006998	0.0003	0.00700443	0.013658634
2	2.6	0.01368	0.0001	0.006682	- 0.0002	0.00668499	0.013035735
3	2.6	0.0198	0.0001	0.00612	0	0.00612	0.011934
4	2.6	0.0251	0.0001	0.0053	0	0.0053	0.010335
5	2.6	0.0287	0	0.0036	- 0.0001	0.00360139	0.007022708

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje Y-Y

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0067	0.0001	0.0067	0.0001	0.00670075	0.032565627
2	2.6	0.0128	0	0.0061	- 0.0001	0.00610082	0.029649983
3	2.6	0.0175	0	0.0047	0	0.0047	0.022842
4	2.6	0.0225	0	0.005	0	0.005	0.0243
5	2.6	0.0288	0	0.0063	0	0.0063	0.030618

Fuente: Elaboración Propia

Debido a la dimensión de las columnas que se cuentan en la dirección larga, lo que confiere al edificio gran rigidez lateral, los desplazamientos en la dirección X-X son visiblemente mayores que aquellos en la dirección perpendicular.

El gráfico también da una muestra de la forma deformada del edificio (sería una envolvente, ya que se trata de desplazamientos máximos). Hay un desplazamiento relativo muy bajo en los dos primeros pisos, lo que excluye completamente la posibilidad de un piso blando, con valores comparables en ambas direcciones. La diferencia entre las dos curvas comienza a ser visualizada desde el primer piso por la geometría de las columnas, donde los desplazamientos relativos tienden a un valor constante. Esta última

afirmación puede ser confirmada cuantitativamente con la ayuda de desviaciones.

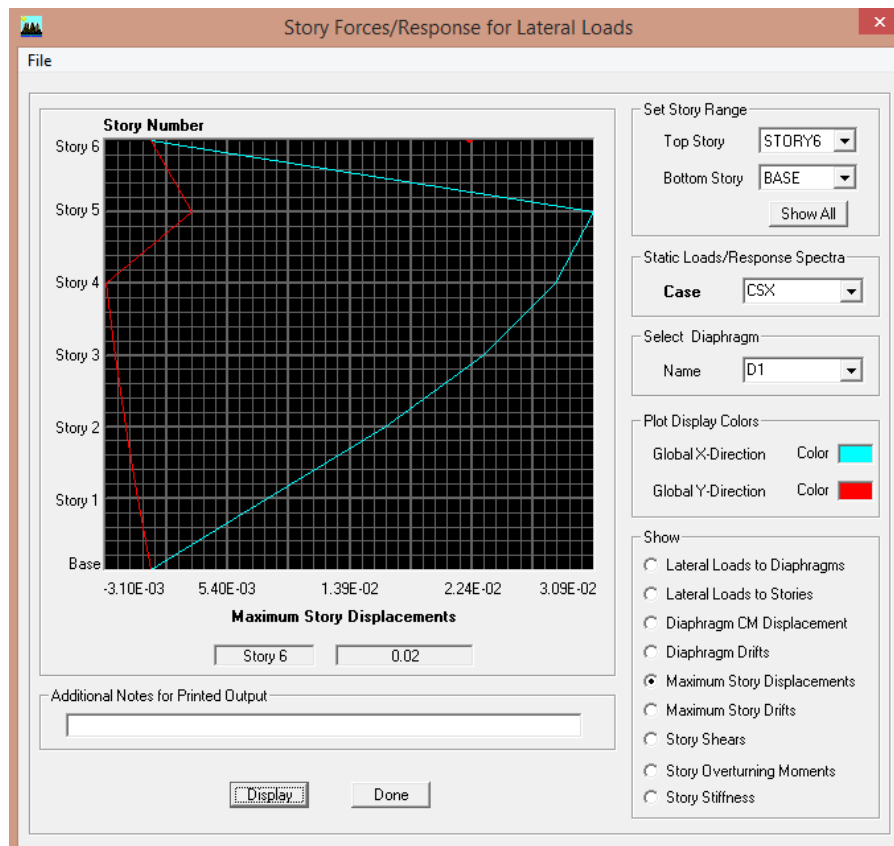


Figura 62 Desplazamientos del centro de masa para la dirección X-X del edificio

Fuente: Elaboración Propia

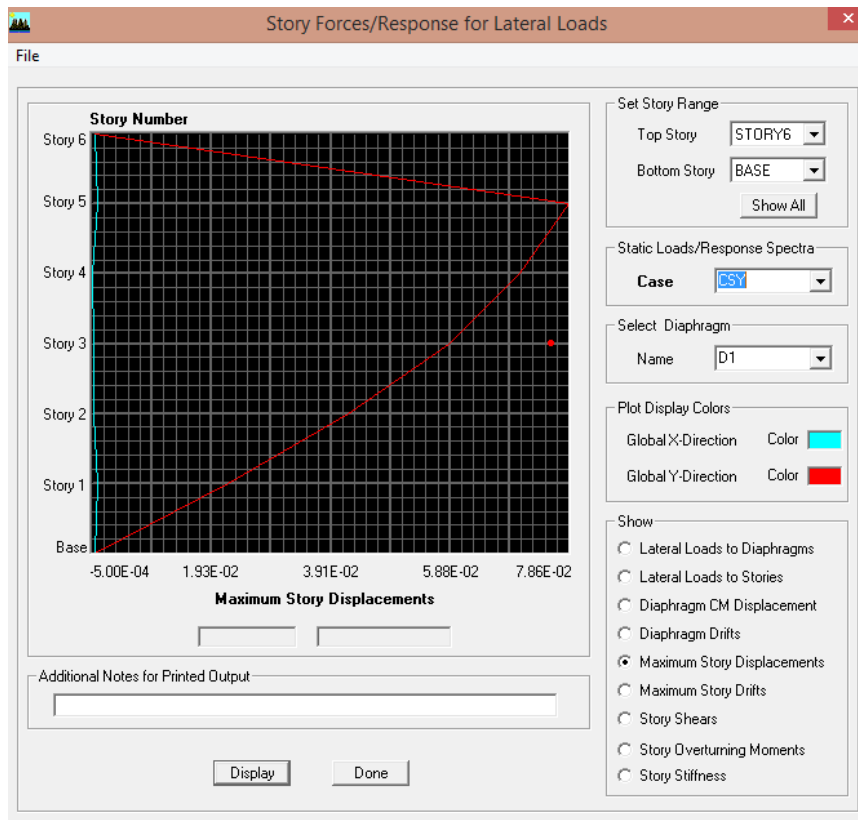


Figura 63 Desplazamientos del centro de masa para la dirección Y-Y del edificio

Fuente: Elaboración Propia

D. Desplazamientos máximos y medios – Verificación de torsión

Una vez que ninguna relación es siquiera cercana al límite de 1.3, se puede afirmar, que el edificio no tendrá problemas de torsión, con el apoyo del Estándar y del modelo.

Tabla 51 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones

PISO	ANALISIS X-X			ANALISIS Y-Y		
	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio
1	7.134	6.998	0.136	6.985	6.7	0.285
2	14.33	13.68	0.65	13.1	12.8	0.3
3	20.15	19.8	0.35	18.45	17.5	0.95
4	26.18	25.1	1.08	23.25	22.5	0.75
5	29.04	28.7	0.34	29.18	28.8	0.38

Fuente: Elaboración Propia

E. Fuerza cortante en la base de las Columnas

De las reacciones en la base de las columnas, la más notable para el análisis sísmico es la fuerza cortante en su plano.

Tabla 52 Cortantes en Base de Columnas en la Dirección X-X

PISO	Vx (ton)	%V basal
BASE	14.86	6.04

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y

PISO	Vx (ton)	%V basal
BASE	14.86	6.04

Fuente: Elaboración Propia

Se concluye entonces que, en ambas direcciones de análisis, el edificio se admitirá como un Sistema Aporticado, tal como lo define la Norma. Esta afirmación será fundamentalmente importante a la hora de considerar las exigencias sísmicas para el diseño de vigas y columnas.

F. Juntas de separación

El edificio es vecino a otro terreno en la misma manzana además como los desplazamientos del otro edificio no son conocidos, entonces se debe considerar un encuentro sísmico entre los dos, el cálculo será dado por:

$$s = 0.006 h \geq 0.03 m$$

$$S = 0.006 \times 16 = 0.096$$

Por lo tanto, junta sísmica será de 10 cm por lo menos. Este número se considera más que suficiente, pues se proveyó al edificio de una rigidez mayor a la exigida por Norma.

4.2.6. Análisis estructural por cargas de gravedad

En este ítem se va a realizar el análisis de la losa aligerada, losa maciza y vigas.

Para utilizar el método de coeficientes, se debe tener en cuenta los siguientes requerimientos:

Tabla 54 Limitaciones para utilizar el método de coeficientes

REQUERIMIENTOS	
Haya dos o más tramos.	NO CUMPLE
Debe haber dos o más tramos de luces más o menos iguales. Las luces de tramos adyacentes deben tener la siguiente relación: $L_{mayor} \leq 1.2 L_{menor}$.	CUMPLE
Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud.	CUMPLE
Elementos prismáticos de sección constante.	CUMPLE
Las cargas en servicio deben cumplir : $CV \leq 3CM$	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Por tanto, el método de coeficientes no puede aplicarse en el análisis de las losas.

- ✓ El análisis de carga muerta y carga viva se ejecutan por separado (cargas de servicio). Al obtener los momentos, estos son multiplicados por los respectivos factores de amplificación y sumados para obtener los momentos finales en cada elemento estructural.
- ✓ Para el análisis se utiliza el software SAFE.

4.2.6.1. Analisis de losa aligerada

A continuación se presenta el análisis con carga por servicio, considerando que en la mayoría de los casos las viguetas no tienen la misma naturaleza, debido a que el techo es una combinación de ladrillos, losas macizas y viguetas, cuyos comportamientos son diferentes.

Tabla 55 Cargas Actuales

CARGA MUERTA					
PESO LOSA	300.00	Kg/m ²			
ACABADOS	100.00	Kg/m ²			
TABIQUERIA	100.00	Kg/m ²			
TARRAJEO	20.00	Kg/m ²			
	WD= 520.00	Kg/m ²	WD= 208.00		Kg/ml
CARGA VIVA					
	WL= 200.00	Kg/m ²	WL= 80.00		Kg/ml
CARGA ULTIMA					
	WU=	1.4WD+1.7WL			
	WU= 427.200	Kg/m	WU= 0.43		Tn/ml
CARGA POR VIGUETA		170.88			Kg/ml

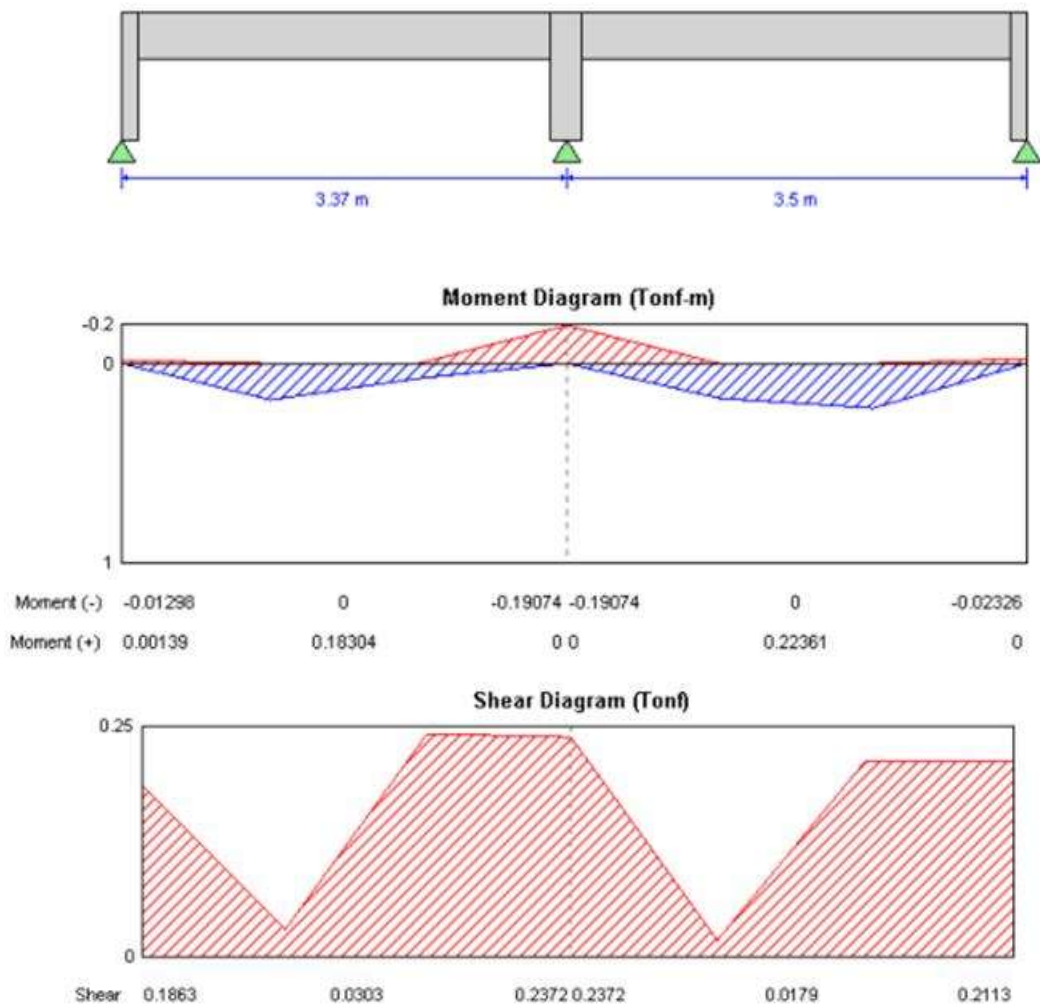
Fuente: Elaboración Propia

A. LOSA EJE A-B

En la variación de carga que se presenta a continuación, se considera momento por monolitismo en el apoyo 3 y 5 – 1 y 2. Para ambos casos se considera $W \times l \times l_n / 24$ ya que estos apoyos son vigas peraltadas. En el apoyo 1 y 5 se considera el momento por monolitismo ya que este es mayor que el que resulta por efecto del volado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

$$M_3 = 430 \times 3.50 / 24 = 62.71 \text{ k-m}$$

$$M_5 = 430 \times 3.37 / 24 = 60.38 \text{ k-m}$$



$$M_1 = 430 \times 3.30 / 24 = 59.13 \text{ k-m}$$

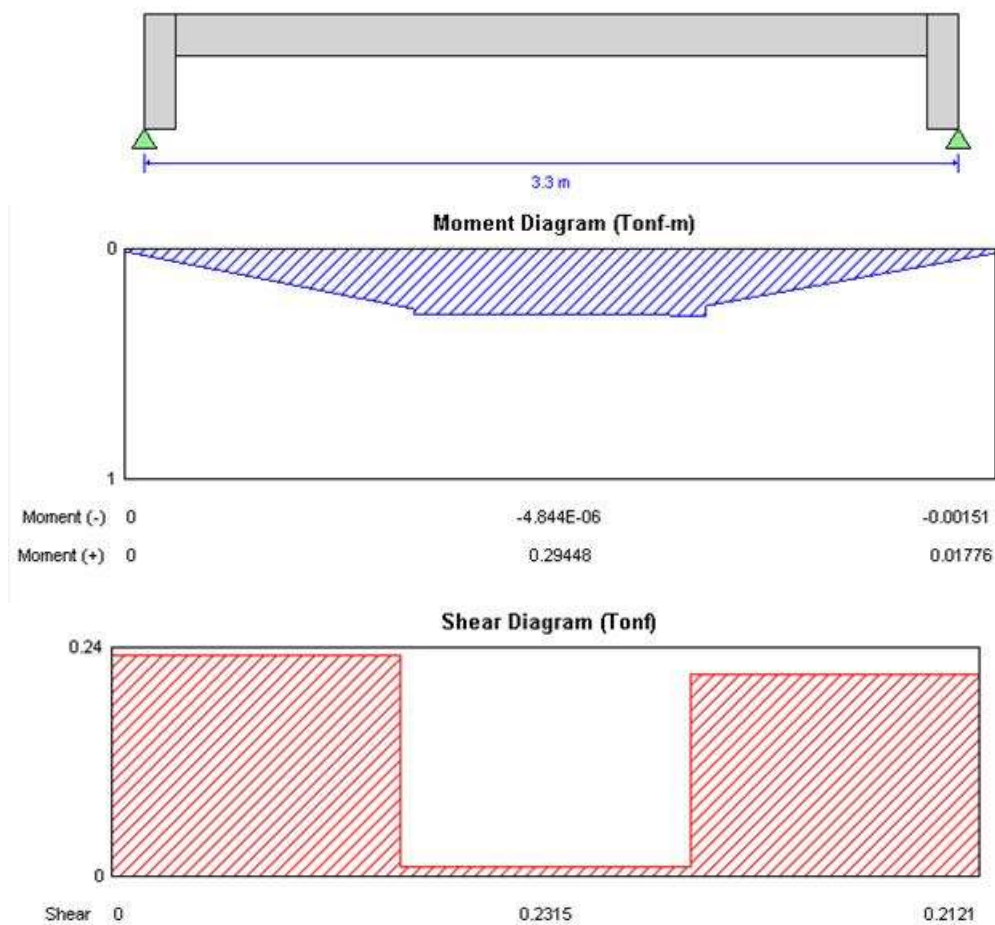


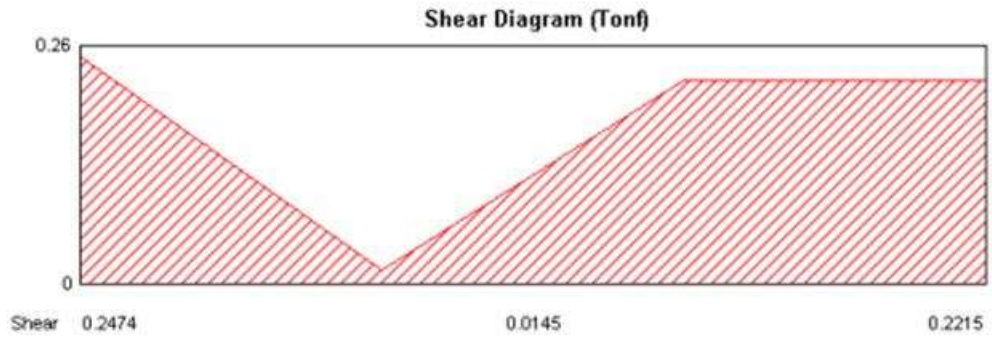
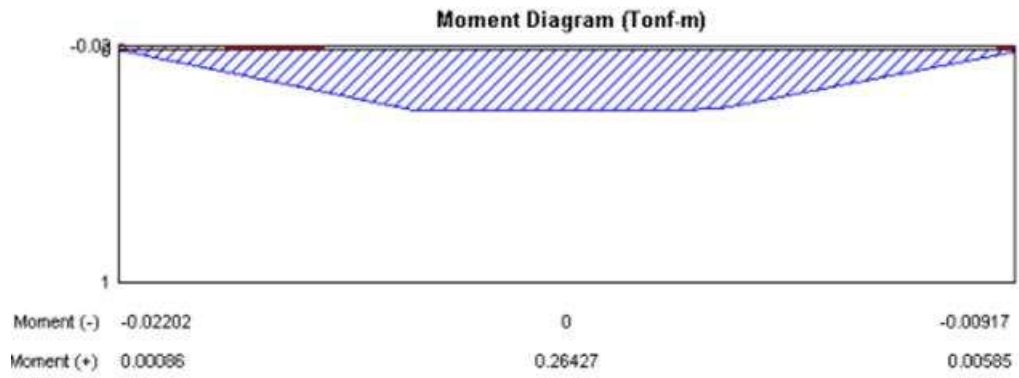
Figura 64 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa AB

Fuente: Elaboración propia

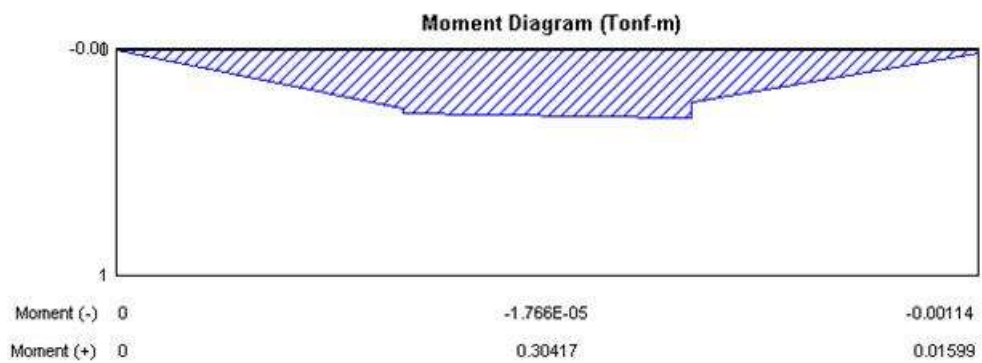
B. LOSA EJE B-C

Momento por monolitismo en el apoyo 3 y 4 – 1 y 2. En el apoyo 1 y 5 se considera el momento por monolitismo ya que este es mayor que el que resulta por efecto del volado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

$$M_3 = 430 \times 3.50 / 24 = 62.71 \text{ k-m}$$



$$M1 = 430 \times 3.30 / 24 = 59.13 \text{ k-m}$$



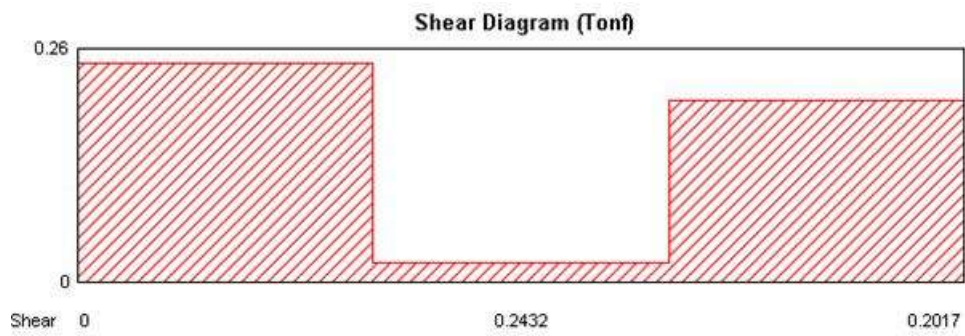


Figura 65 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa BC

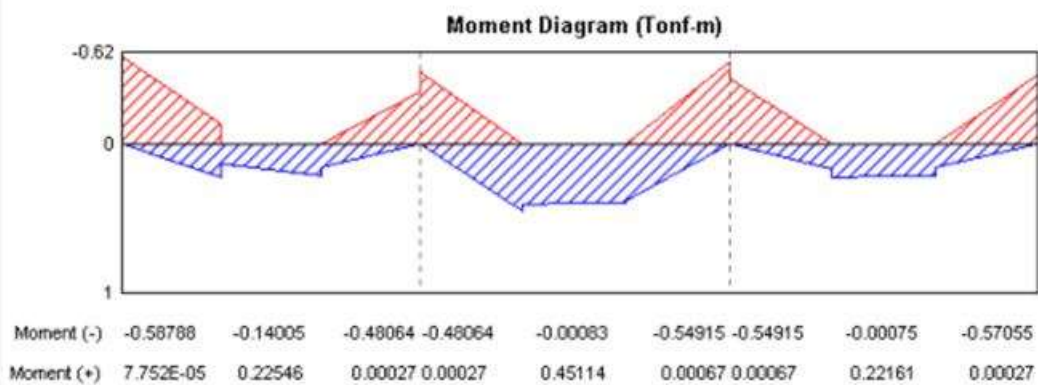
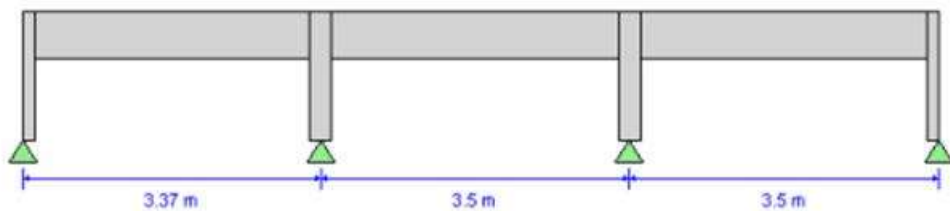
Fuente: Elaboración propia

C. LOSA EJE C-D

Momento por monolitismo en el apoyo 1 y 5. En el apoyo 1 se considera el momento por monolitismo ya que este es mayor que el que resulta por efecto del volado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

$$M_1 = 430 \times 3.37 / 24 = 60.38 \text{ k-m}$$

$$M_5 = 430 \times 3.50 / 24 = 60.71 \text{ k-m}$$



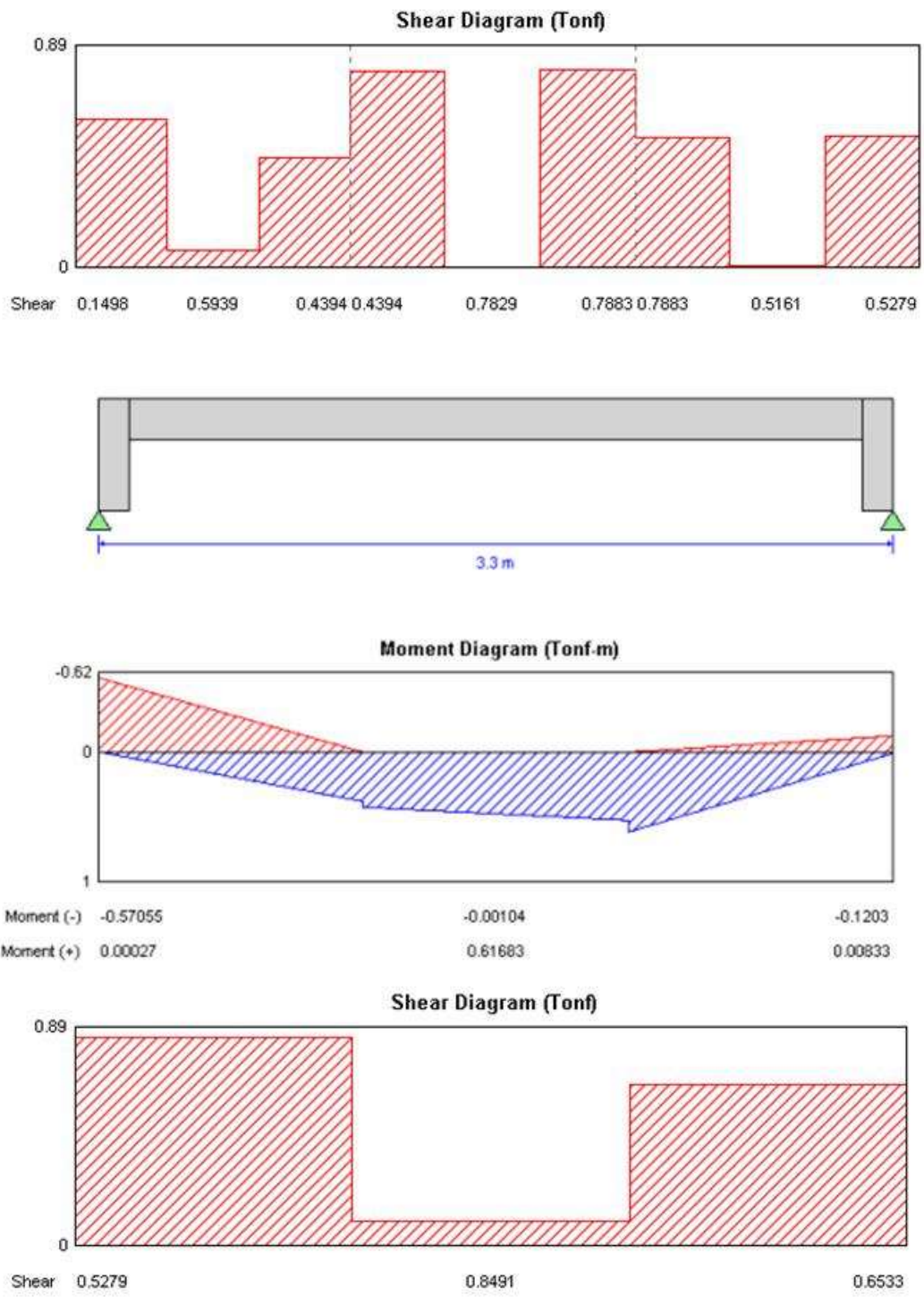


Figura 66 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa CD

Fuente: Elaboración propia

D. LOSA EJE D-E

Momento por monolitismo en el apoyo 1 y 5. En el apoyo 1 se considera el momento por monolitismo ya que este es mayor que el que resulta por efecto del volado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

$$M1=430 \times 3.30/24=59.13 \text{ k-m}$$

$$M6=430 \times 3.37/24=60.38 \text{ k-m}$$

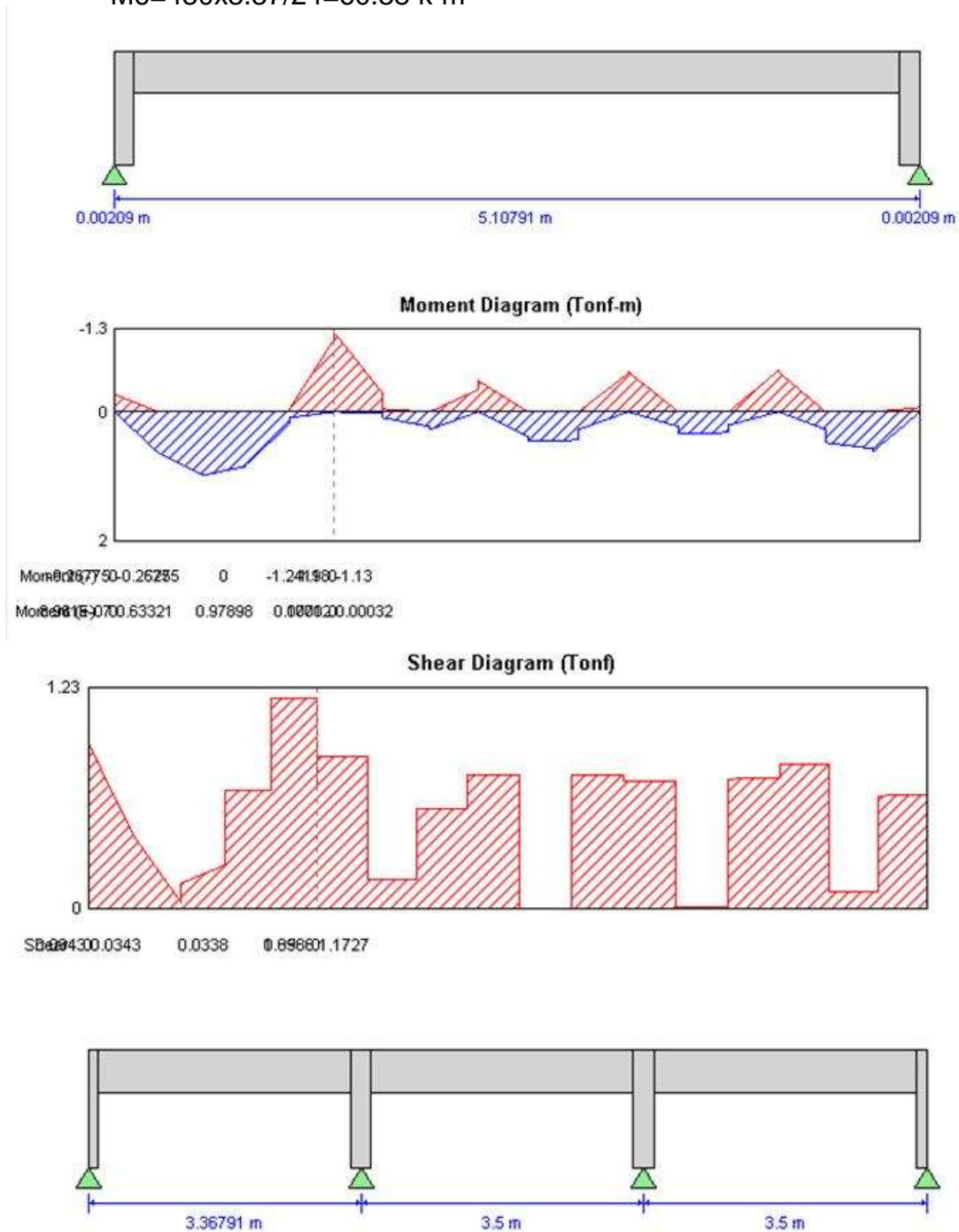




Figura 67 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector en Losa DE

Fuente: Elaboración propia

4.2.6.2. Análisis de losa maciza

A. Consideraciones generales

- ✓ La losa maciza está presente en los techos de las escaleras y tragaluces de todos los niveles y tiene un comportamiento bidireccional.
- ✓ Para el análisis estructural de las losas bidireccionales se puede utilizar el “método de coeficientes” indicada en la norma E060, pero debe cumplir con ciertas limitaciones:

Tabla 56 Limitaciones para utilizar el método de coeficientes

LIMITACIONES

Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. **CUMPLE**

Los paños de losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medido centro a centro de los soportes, no superior a dos. **CUMPLE** el más crítico es $2.14/1.62=1.32$.

Las longitudes de los paños **CUMPLE**

contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.

Todas las cargas deben ser de gravedad y distribuidas uniformemente por el paño. La carga viva no debe exceder dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver en la tabla 56, todas las limitaciones están de acuerdo, por lo que el método de coeficiente puede ser utilizado para losas macizas de nuestra investigación. En el siguiente gráfico se puede apreciar la losa bidireccional en apoyos de bordes simples.

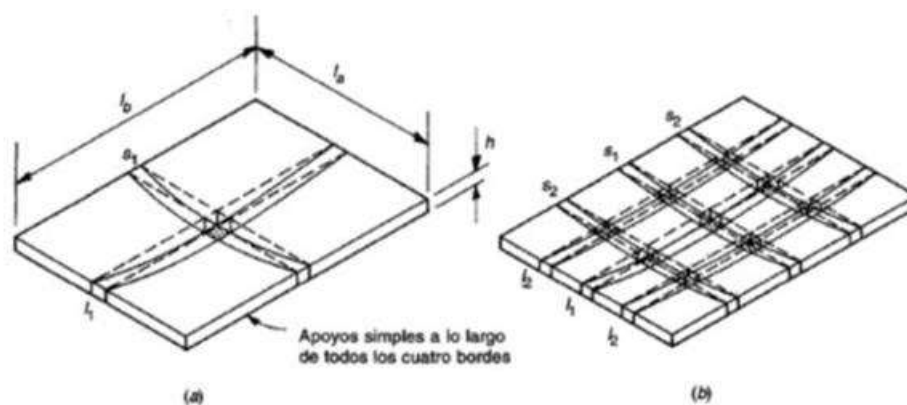


Figura 68 Losa en dos direcciones sobre apoyos de borde simples: (a) flexión de la franja central de la losa, (b) modelo reticular de la losa.

Fuente: (Nilson, 1999)

El siguiente es el proceso de seguimiento por horas de cargas de servicio (sin refuerzo).

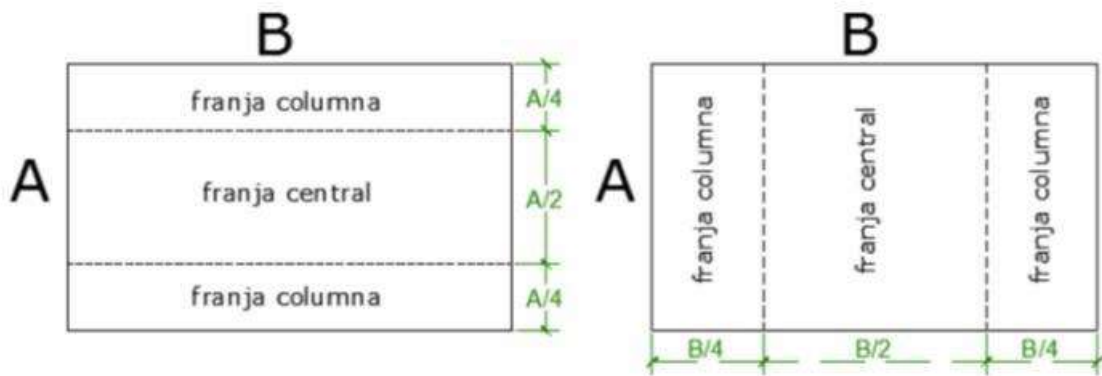


Figura 69 Ubicación de longitudes y franjas para el método de coeficiente

Fuente: (Nilson, 1999)

Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$M_a = C_a \cdot W_u \cdot A^2$$

$$M_b = C_b \cdot W_u \cdot B^2$$

Dónde:

A = luz libre menor

B = luz libre mayor

$$m = A/B$$

C_a = coeficiente de momentos para la dirección corta

C_b = coeficiente de momentos para la luz larga

B. Losa maciza en el primer nivel

El análisis y el proyecto se realizan para la losa del primer piso, ya que aquí se presentan cargas mayores y, este análisis y proyecto serán considerados para la losa del primer nivel, para estandarización.

Para el primer nivel se tienen las siguientes cargas de servicio para una franja de 0.40m:

$$CM = 144 \text{ kg/m}$$

CV=200 kg/m

CU=541.60 kg/m

Mediante el “método de coeficientes”, explicado anteriormente, se realiza el análisis estructural para cada uno de los tipos de losa maciza, utilizando las tablas A.1, A.2 y A.3 del 13.7.3.2 de la Norma E060, obteniendo los siguientes resultados(fig.68 y 69).

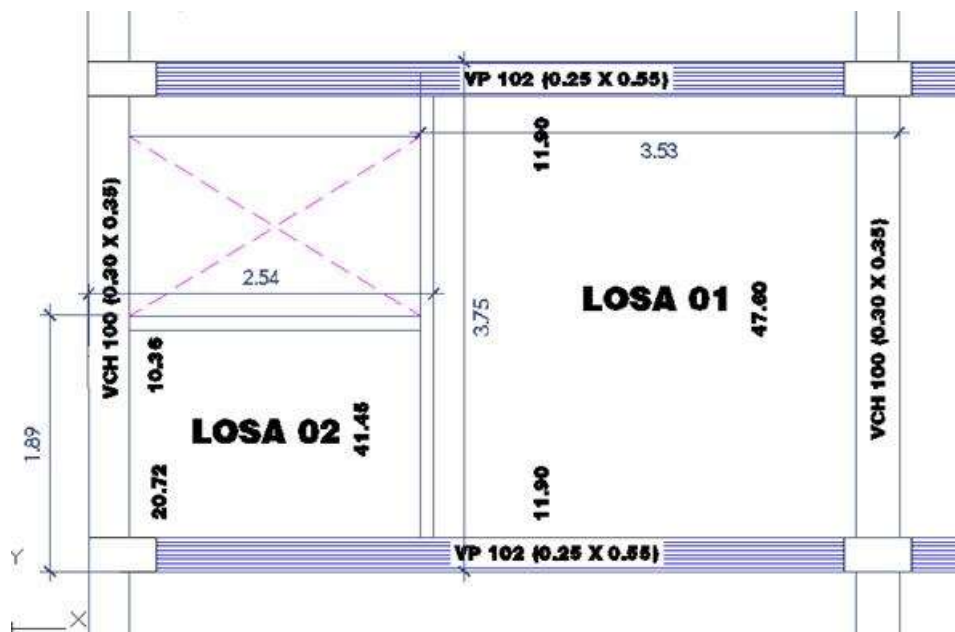


Figura 70 Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección y

Fuente: ELABORACION PROPIA

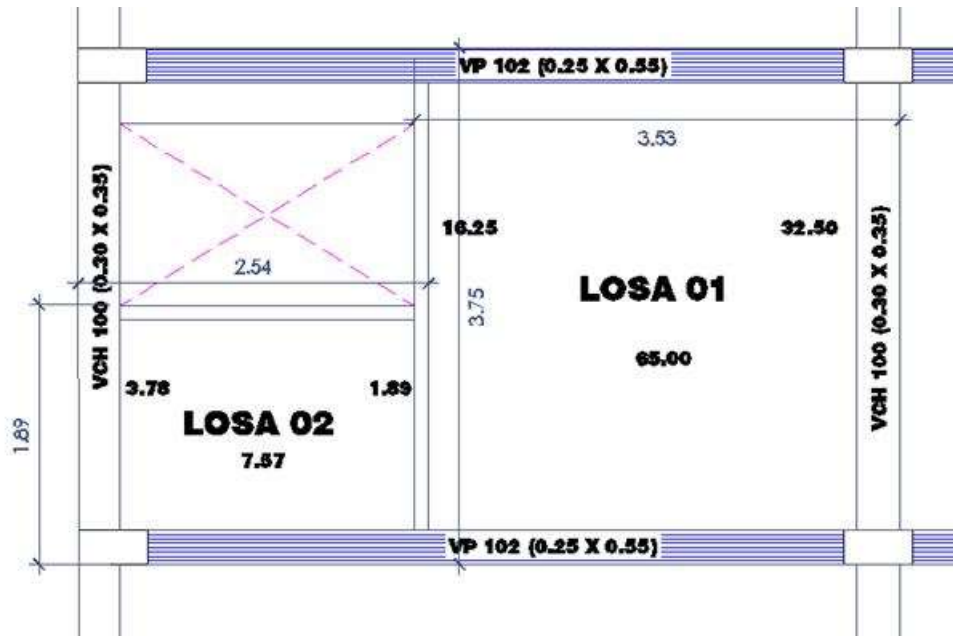


Figura 71 Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección x

Fuente: ELABORACION PROPIA

4.2.6.3. Análisis De Vigas

Para el análisis por cargas de gravedad, la Norma E 0.60 (art. 8.3.3) indica que para estructuras construidas monolíticamente se permite una simplificación, la cual consiste en separar un entrepiso y empotrar los extremos lejanos de las columnas (figura 70).

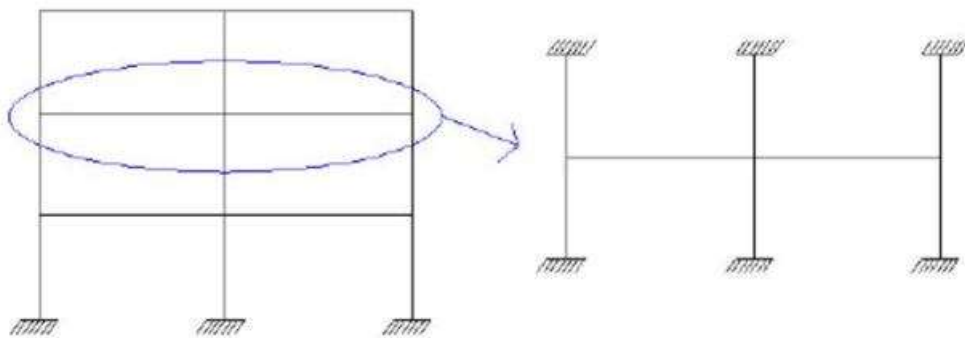


Figura 72 Modelo simplificado para el análisis por cargas verticales

Fuente: Ottazzi Pasino, 2011

Para que la simplificación sea válida es necesario que no existan desplazamientos laterales, para esto se debe cumplir que:

- ✓ El pórtico y las cargas deben ser simétricas.
- ✓ Existan columnas que controlen los desplazamientos producidos por las cargas verticales.

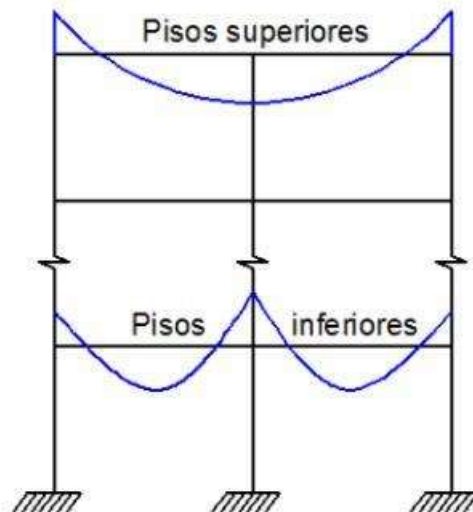


Figura 73 DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo

Fuente: Adaptado de San Bartolomé, 1998

En el nudo central de los pisos superiores los momentos se vuelven positivos, lo que no es real. Es como si la columna interna tira del diagrama de momento flector, esto se debe al hecho de que la deformación axial de las columnas inferiores está siendo considerada apenas cuando el edificio completo está siendo construido.

Se sigue un ejemplo de los momentos obtenidos en la viga del EJE C, que fue analizado de tres formas utilizando el programa ETABS:

- ✓ Análisis del pórtico completo sin considerar el efecto por proceso constructivo.

- ✓ Análisis del pórtico completo considerando el efecto por proceso constructivo.
- ✓ Análisis del modelo simplificado en un entrepiso.

Los momentos críticos que se presentan a continuación están en toneladas por metro (ton-m).

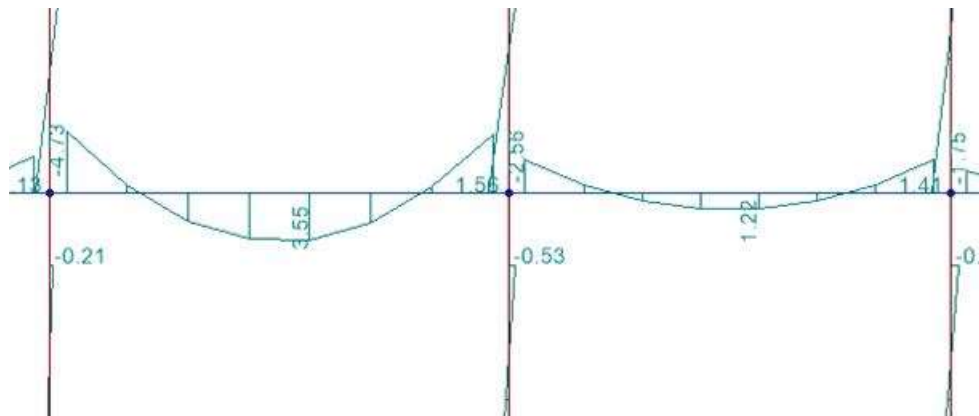


Figura 74 Momentos críticos por tramos

Fuente: ELABORACION PROPIA

1º En el análisis de pórtico completo sin considerar proceso constructivo Se puede observar que los momentos en el nudo central van disminuyendo que se van acercando a cero; cuanto mayores sean los pisos de las edificaciones, este momento se puede convertir en 0 y volverse positivo.

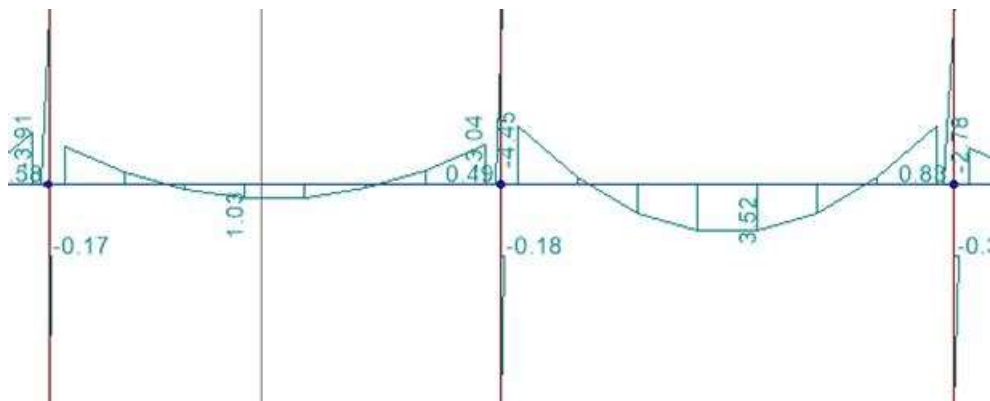


Figura 75 Momentos críticos por tramos

Fuente: ELABORACION PROPIA

2º Análisis de pórtico completo considerando proceso constructivo

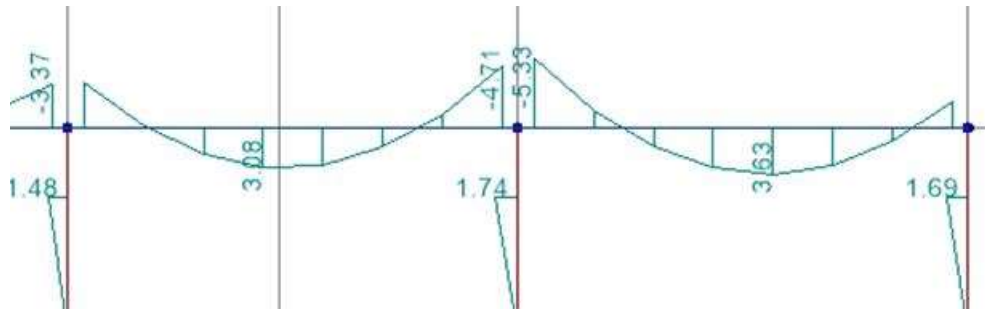


Figura 76 Momentos críticos por tramos

Fuente: ELABORACION PROPIA

4.2.6.4. Análisis de Columnas

El análisis descrito se hizo para la columna C10, que es una de las más cargadas axialmente. El área tributaria se indica en la planta típica del edificio de la Fig. 75 Esto tiene un valor de 17.95 m² por piso.

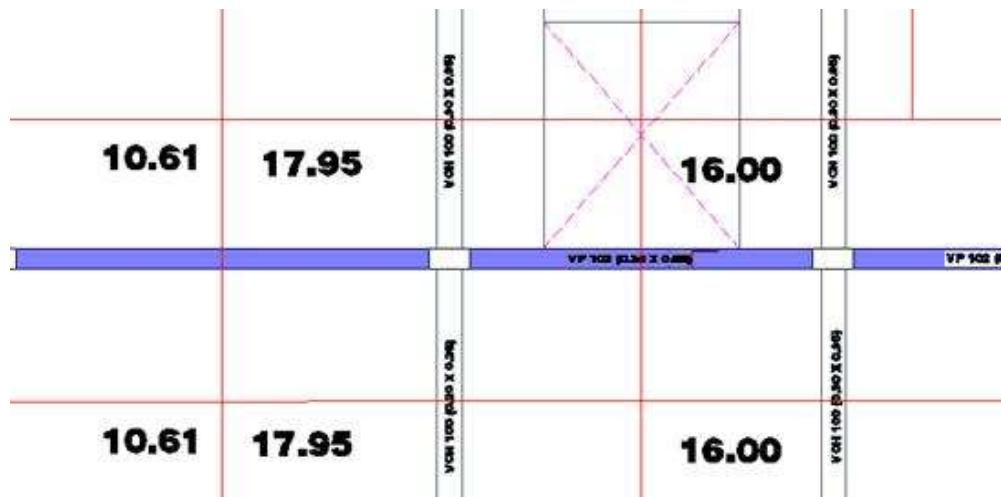


Figura 77 Área tributaria de C10

Fuente: Elaboración Propia

La carga axial muerta (PD) proviene del área tributaria (incluyendo la albañilería), el peso propio de la losa, las vigas tributarias y el peso propio de la columna. La carga viva (PL) proviene únicamente de la losa y puede ser reducida, según estipula la Norma E.020 Cargas.

En la Tabla 57, se resume el metrado de cargas para la columna C10, así como la carga axial en servicio y la carga última, correspondiente a la primera combinación de cargas, es preciso señalar que los metrados de cargas fueron elaborados y son parte de la presente investigación en sus anexos respectivos.

Tabla 57 Metrado de cargas axiales para la columna C10

PISO	AT (M2)	PD (tn)	PL (tn)	Pu (tn)
5	17.95	17.72	1.12	26.71
4	17.95	39.35	4.14	62.13
3	17.95	63.28	7.13	100.71
2	17.95	85.84	10.15	137.43
1	17.95	109.98	13.34	176.65

Fuente: Elaboración Propia

Estos metrados se verificarán utilizando el modelo ETABS. Con esto se observará si vale la pena hacer un modelo geométrico para analizar la columna. Los momentos correspondientes a las cargas actuantes, se muestran en la Tabla 58.

Tabla 58 Momentos de carga vertical en las columnas según el modelo en ETABS

COLUMNAS	TIPO	MX	MY	TIPO	MX	MY
1	CM	0.409	0.068	CV	0.061	-0.007
2	CM	-0.053	0.124	CV	-0.008	-0.002
3	CM	-0.325	0.152	CV	-0.047	0.001
4	CM	0.196	0.821	CV	0.032	0.099
5	CM	-0.379	0.686	CV	-0.058	0.08
6	CM	0.178	-0.017	CV	0.024	0.004
7	CM	0.301	0.013	CV	0.045	0.008
8	CM	-0.718	-0.347	CV	-0.11	-0.046
9	CM	0.516	-0.445	CV	0.082	-0.061
10	CM	-0.517	-0.106	CV	-0.076	-0.011
11	CM	-0.168	-0.302	CV	-0.025	-0.035
12	CM	0.318	-0.321	CV	0.048	-0.044
13	CM	-0.428	-0.218	CV	-0.065	-0.027
14	CM	0.215	-0.219	CV	0.036	-0.027
15	CM	-0.43	-0.218	CV	-0.063	-0.03
16	CM	-0.56	-0.009	CV	-0.075	0.006
17	CM	0.075	-0.127	CV	0.01	-0.006
18	CM	-0.102	-0.144	CV	-0.013	-0.007
19	CM	-0.082	-0.141	CV	-0.01	-0.008
20	CM	-0.263	-0.168	CV	-0.037	-0.013
21	CM	-0.694	-0.023	CV	-0.096	-0.003
22	CM	1.052	-0.066	CV	0.144	-0.011
23	CM	0.943	0.012	CV	0.129	0.004

Fuente: Elaboración Propia

Aparentemente, será la carga axial que controla el diseño de las columnas, principalmente en los pisos inferiores, ya que éstas son principalmente en compresión.

4.2.7. Diseño de concreto armado

4.2.7.1. Diseño de losas aligeradas

A manera de ejemplo, se realizará el diseño para las viguetas del aligerado ubicado entre los ejes A-B y C-D.

El análisis se realizó mediante el programa SAFE, en el cual se trabajó con el metrado de cargas previamente calculado y con el siguiente tipo de sección:

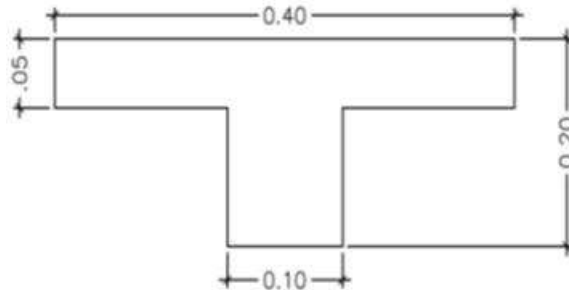


Figura 78 Sección del aligerado convencional elegido

Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestran los diagramas de cortante y momento flector para el aligerado, el diagrama de cargas fue realizado previamente.

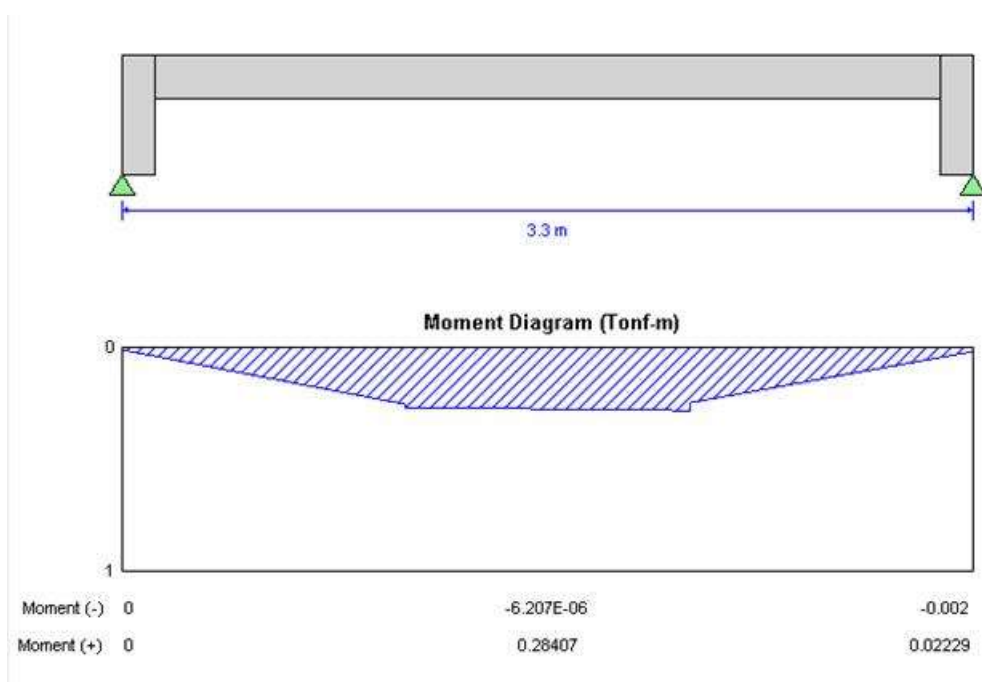


Figura 79 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2

Fuente: Elaboración Propia

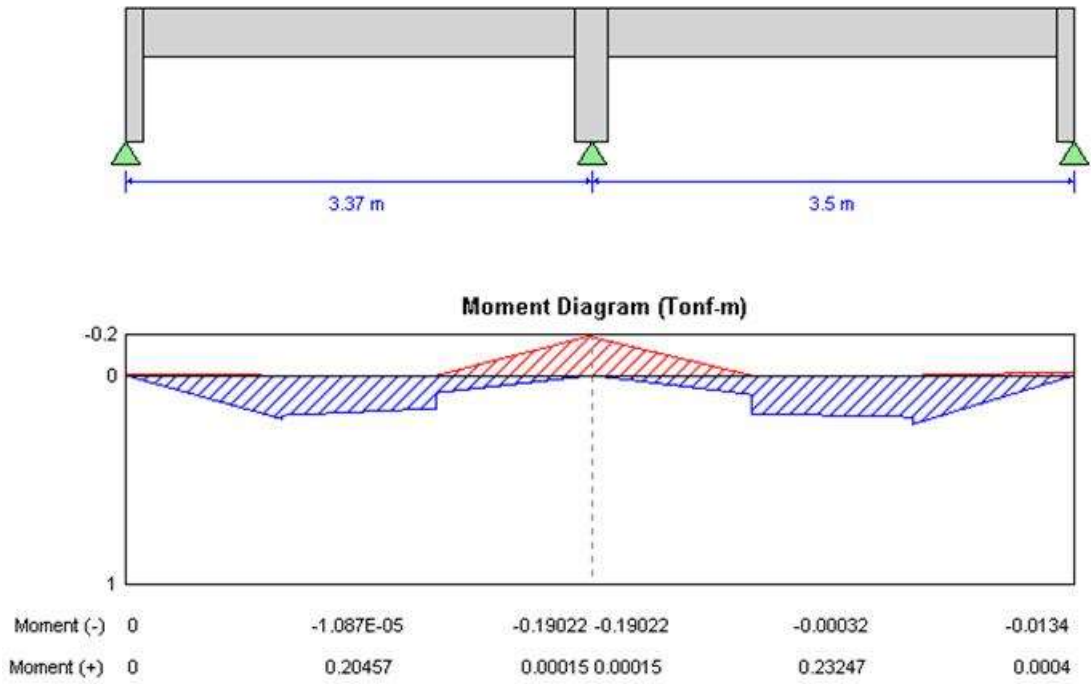


Figura 80 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5

Fuente: Elaboración Propia

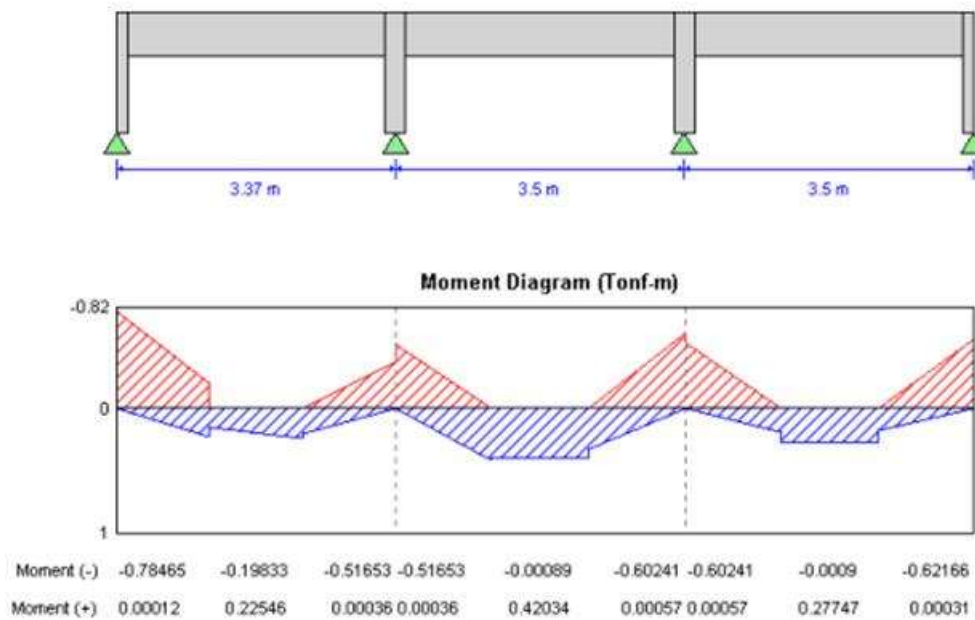


Figura 81 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 2-5

Fuente: Elaboración Propia

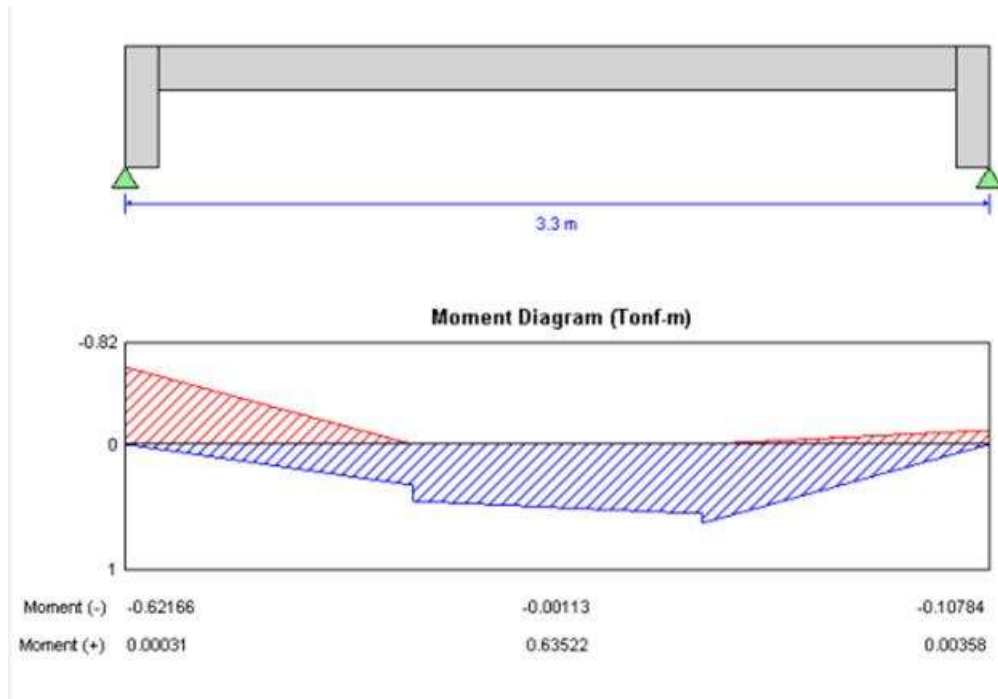


Figura 82 Diagrama de Momento Flector del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 1-2

Fuente: Elaboración Propia

A. Diseño por flexión:

LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2

$M_u(+)$ = 0.28 ton-m (máximo momento positivo)

Asumiendo que el bloque de compresiones no supera el espesor de la losa superior (5cm) consideramos un ancho $b_w=40$ cm.

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.28 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 2.42$$

$$\rho = 0.0007$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.476 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 \emptyset 3/8" = 0.71 cm²

$M_u(-)$ = 0.002 ton-m (máximo momento negativo)

En este caso, se tomara un ancho de bloque de compresiones $b_w=10\text{cm}$ debido a que la compresión se da en la parte inferior de la sección.

$$b = 40\text{cm.}$$

$$d = 17\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.002 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 0.017$$

$$\rho = 0.0002$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.136 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocará } 1 \text{ } \emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5

SECC. 3-4

$$M_u(+)= 0.20 \text{ ton-m (máximo momento positivo)}$$

$$b = 40\text{cm.}$$

$$d = 17\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.20 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 1.73$$

$$\rho = 0.0007$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.476 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocará } 1 \text{ } \emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$M_u(-)= 0.19 \text{ ton-m (máximo momento negativo)}$$

$$b = 40\text{cm.}$$

$$d = 17\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.19 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 1.64$$

$$\rho = 0.0006$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.408 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocará } 1 \text{ } \emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

SECC. 4-5

$M_u(+)$ = 0.23 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.23 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 1.99$$

$$\rho = 0.0007$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.476 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" = 0.71 cm²

$M_u(-)$ = 0.19 ton-m (máximo momento negativo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.19 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 1.64$$

$$\rho = 0.0006$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.408 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" = 0.71 cm²

LOSA TRAMO C-D SECC. 1-5

SECC 1-2

$M_u(+)$ = 0.64 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.64 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 5.54$$

$$\rho = 0.0015$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.02 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" = 1.29 cm²

Mu(-) = 0.63 ton-m (máximo momento negativo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.63 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 5.45$$

$$\rho = 0.0015$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.02 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" = 1.29 cm²

SECC 2-3

Mu(+) = 0.28 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.28 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 2.42$$

$$\rho = 0.0007$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.476 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" = 0.71 cm²

Mu(-) = 0.62 ton-m (máximo momento negativo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.62 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 5.36$$

$$\rho = 0.0015$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.02 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" = 1.29 cm²

SECC 3-4

$M_u(+)$ = 0.42 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.42 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 3.63$$

$$\rho = 0.0011$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.748 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" = 1.29 cm²

$M_u(-)$ = 0.60 ton-m (máximo momento negativo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.60 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 5.19$$

$$\rho = 0.0014$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.952 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" = 1.29 cm²

SECC 4-5

$M_u(+)$ = 0.23 ton-m (máximo momento positivo)

b = 40cm.

d = 17cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.23 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 1.99$$

$$\rho = 0.0005$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" = 0.71 cm²

$M_u(-) = 0.78 \text{ ton}\cdot\text{m}$ (máximo momento negativo)

$b = 40\text{cm}$.

$d = 17\text{cm}$. (Considerando un recubrimiento de 3cm)

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.78 \times 10^5}{40 \times 17^2} = 6.75$$

$$\rho = 0.0019$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.292 \text{ cm}^2$$

Se colocará $2 \text{ } \varnothing 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$

Adicional a este refuerzo se colocará acero por temperatura y contracción:

$$A_{\text{temp}} = 0.0025bh$$

$$A_{\text{temp}} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Se usará: $1 \varnothing 1/4'' @ 0.25\text{m} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

B. Diseño por cortante:

Se evaluará el cortante V_u en los extremos que presenten las mayores fuerzas. El valor a considerar se encuentra a una distancia "d" de la cara del apoyo. Además, se debe considerar que la norma permite incrementar la resistencia al corte de las viguetas y losas en un 10%.

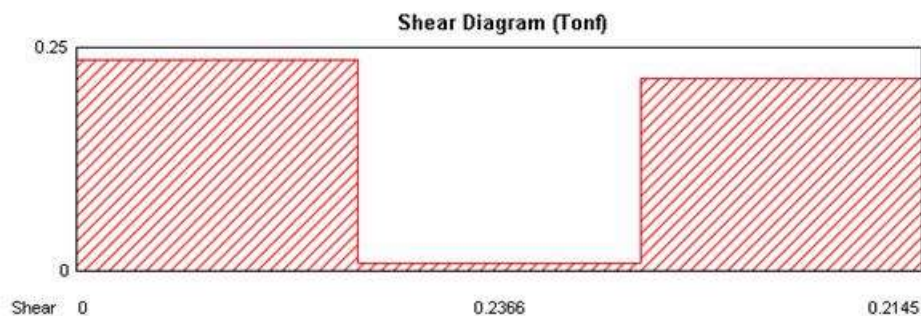


Figura 83 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2

Fuente: Elaboración Propia

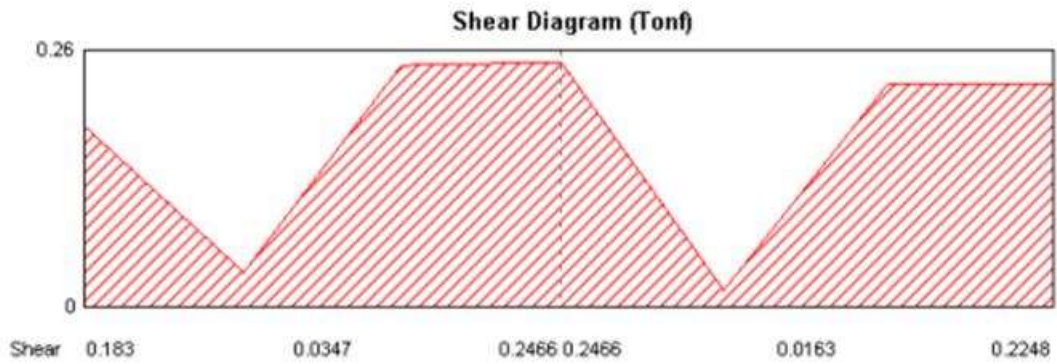


Figura 84 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5

Fuente: Elaboración Propia

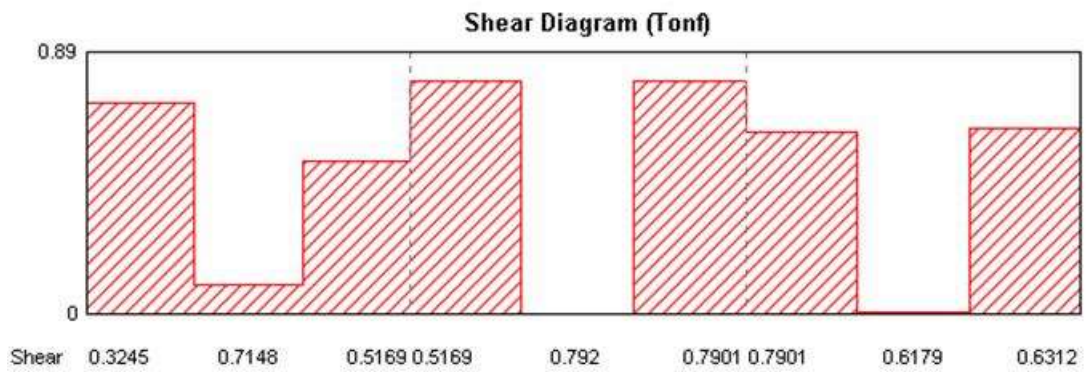


Figura 85 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 2-5

Fuente: Elaboración Propia

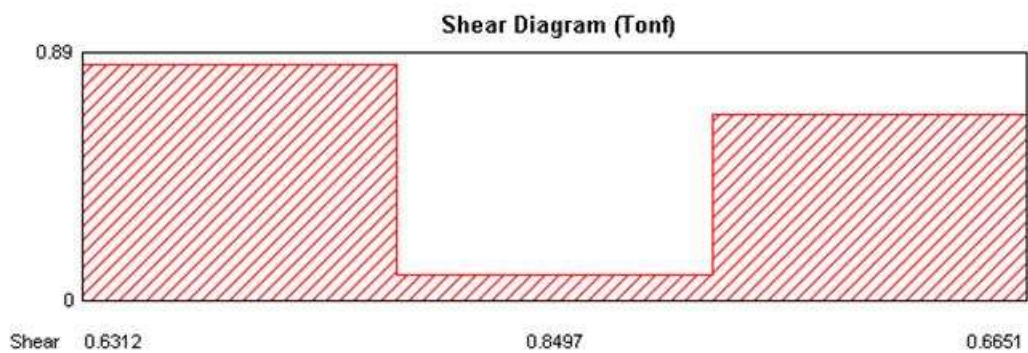


Figura 86 Diagrama de Fuerza Cortante del aligerado LOSA TRAMO C-D SECC. 1-2

Fuente: Elaboración Propia

LOSA TRAMO A-B SECC. 1-2

$V_u = 0.22 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} . bw . d = 1.22 \text{ ton}$$

Debido a que $V_u < \phi V_c$ no será necesario colocar ensanches.

LOSA TRAMO A-B SECC. 3-5

$V_u = 0.25 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} . bw . d = 1.22 \text{ ton}$$

LOSA TRAMO C-D SECC. 2-5

$V_u = 0.52 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} . bw . d = 1.22 \text{ ton}$$

$V_u = 0.79 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} . bw . d = 1.22 \text{ ton}$$

LOSA TRAMO C-D SECC. 1-2

$V_u = 0.67 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = 1.10(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} . bw . d = 1.22 \text{ ton}$$

C. Corte de fierro

El fierro debe ser cortado en áreas donde no son necesarias, para obtener un diseño eficiente y económico. Estos criterios son una regla práctica, resultado de la experiencia y que, en la mayoría de los casos, cumplen los requisitos de la Norma E.060.

En el caso de la losa aligerada del ejemplo, las cargas son uniformes, no son excesivas y las luces son casi similares.

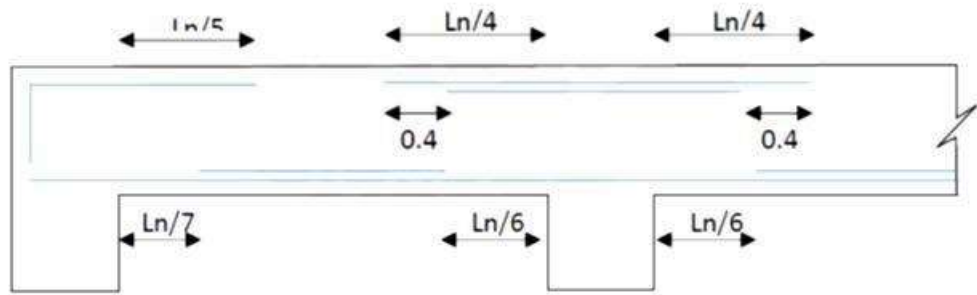


Figura 87 Corte de hierro en losas y vigas.

Fuente: Imágenes de Google

D. Deflexión bajo cargas de servicio

Se examinará el primero de los cuatro tramos de la vigueta CD SECC. 1-5.

Para elementos continuos, tenemos la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5 \times L^2}{48 \times E_c \times I_f} [M_{cl}^+ - 0.1(M_i + M_d)]$$

Donde:

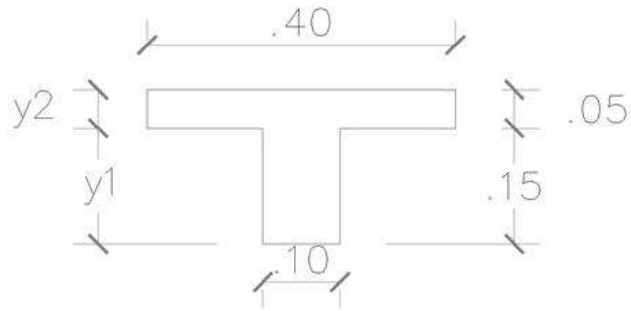
M_{cl}^+ es el momento en el medio del tramo.

M_i es el momento en el apoyo del lado izquierdo.

M_d es el momento en el apoyo del lado derecho.

De acuerdo con la Tabla 59, sólo las deflexiones inmediatas deben ser calculadas debido a la carga viva, ya que no hay elemento no estructural susceptible a daños, las particiones que están sobre la placa son soportadas por vigas planas.

Anteriormente se determinó el centro de gravedad en "y" y el momento de inercia de la sección total.



$$y_t = 0.132$$

$$I_g = 3.3019 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 3302 \text{ cm}^4$$

El momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}).

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Dónde:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \text{ (módulo de rotura del concreto)}$$

y_t = distancia del eje centroidal de la sección total, despreciando el refuerzo, a la fibra externa en tensión.

$$f_r = 2 \times \sqrt{210} = 28.98 \text{ k/cm}$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \times 3302}{13.2} = 7249.39 \text{ k - cm} = 72.49 \text{ k - m}$$

Cálculo de I_{cr}

$$K = \sqrt{(\rho - \rho')^2 n^2 + 2\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)n} - (\rho + \rho')n$$

$$K = 0.1559$$

$$Kd = 2.65 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b(Kd)^3}{3} + (2n - 1)A's(Kd - d')^2 + nAs(d - Kd)^2$$

$$I_{cr} = 2146.33 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{ef}

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \text{ Donde:}$$

I_g = momento de inercia de la sección bruta

I_{cr} = momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto

M_{cr} = momento de agrietamiento de la sección

M_a = momento máximo actuante en la sección donde se evalúa I_{ef} y la deflexión (sin amplificar)

$$I_{ef} = \left(\frac{72.49}{0.64}\right)^3 \times 3302 + \left[1 - \left(\frac{72.49}{0.64}\right)^3\right] \times 2146.33 = 1141.15 \text{ cm}^4 < I_g$$

La inercia efectiva promedio para el tramo analizado será: (E.060, ítem 9.6.2.4).

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})/4$$

$$I_e \text{ prom} = 3302 + 3302 + 2 \times 1141.15/4$$

$$I_e = 2221.58 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 \times 3300^2}{48 \times 217370 \times 2221.58} [616.83 - 0.1(570.55 + 120.30)]$$

$$\Delta = 0.89 \text{ cms}$$

Se verifican las deflexiones admisibles para una luz de 3.30 m ($l/360=330/360 = 0.93 > \Delta$). Con lo que se verifica que la deflexión calculada es menor que la admisible por la Norma.

Tabla 59 Deflexiones máximas admisibles

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180 (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/480 (***)
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L/240 (****)

Fuente: Norma Técnica E.060, 2009

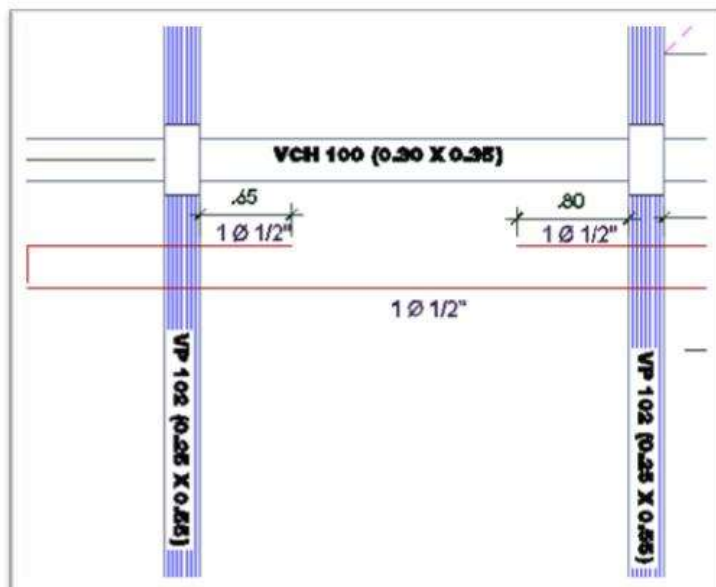


Figura 88 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 1-2

Fuente: Elaboración Propia

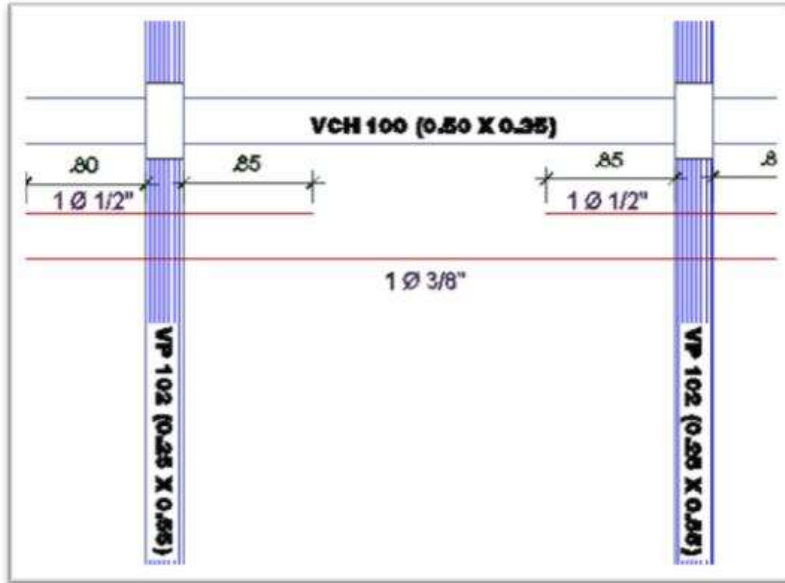


Figura 89 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 2-3

Fuente: Elaboración Propia

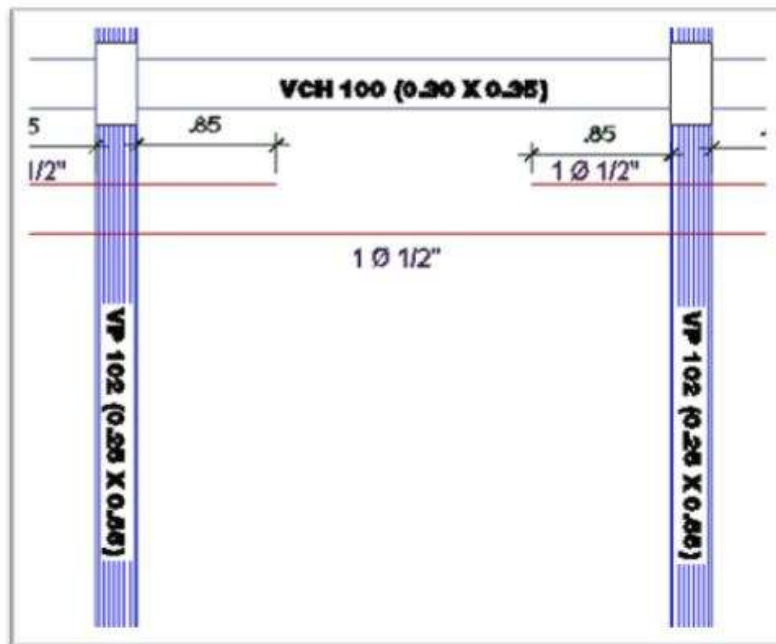


Figura 90 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 3-4

Fuente: Elaboración Propia

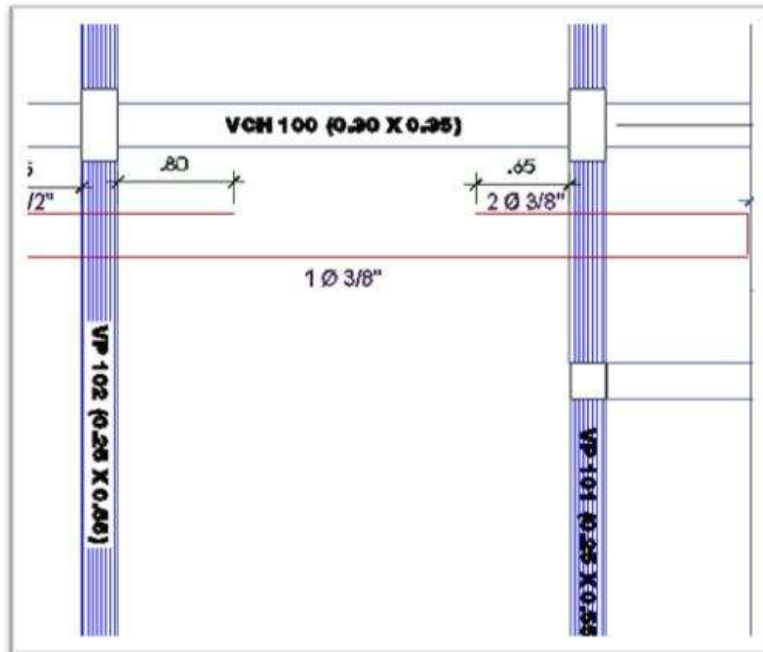


Figura 91 Presentación del diseño de losa aligerada CD TRAMO 4-5

Fuente: Elaboración Propia

4.2.7.2. Diseño de losas macizas:

En el caso de este edificio, las losas macizas se colocaron en dos direcciones en el área de tragaluces.

A continuación se realizará a manera de ejemplo el diseño en concreto armado de la losa maciza apoyada en dos direcciones ubicada entre los ejes B-D/10-11.

Se muestra el diagrama de fuerza cortante y momento flector obtenido del programa ETABS.

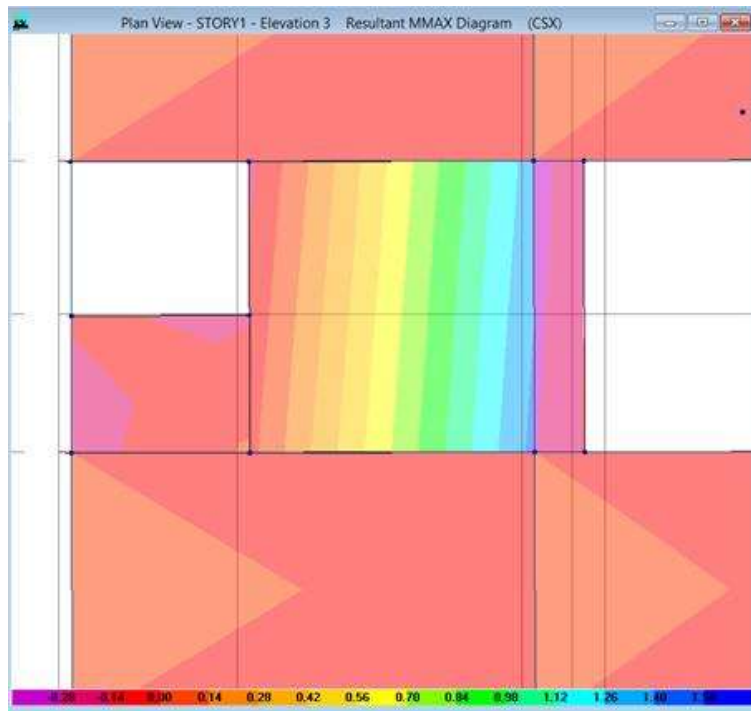


Figura 92 Diagrama de Momento Flector en la dirección XX para la losa maciza

Fuente: Elaboración Propia



Figura 93 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección XX para la losa maciza

Fuente: Elaboración Propia

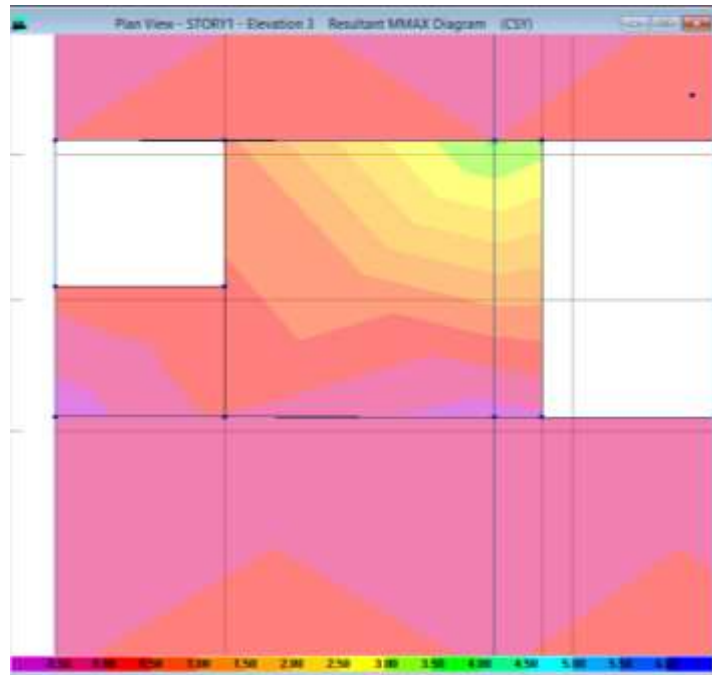


Figura 94 Diagrama de Momento Flector en la dirección YY para la losa maciza

Fuente: Elaboración Propia

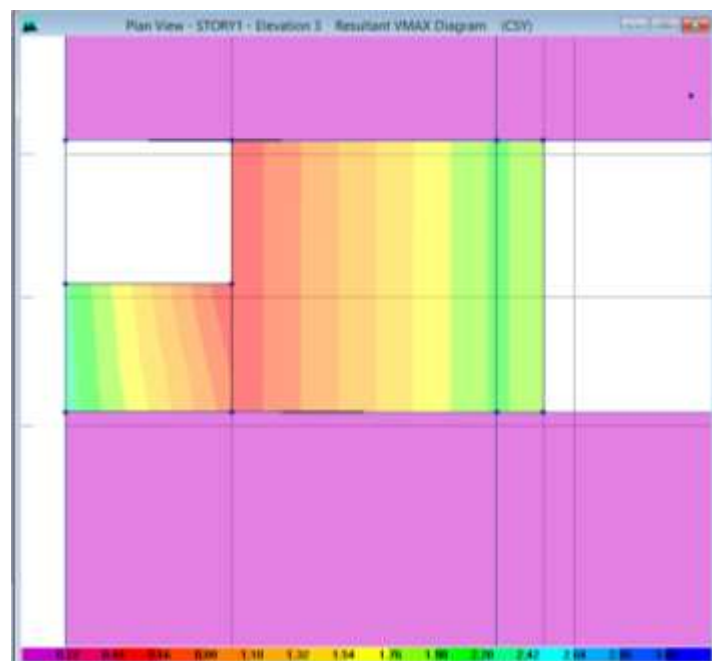


Figura 95 Diagrama de Fuerza Cortante en la dirección YY para la losa maciza

Fuente: Elaboración Propia

A. Diseño por flexión:

LOSA A

En la dirección XX

$$M_u(+)= 0.56 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.56 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 1.94$$

$$\rho = 0.0005$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.60 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" @ 0.20 = 0.71 cm² de acero inferior

$$M_u(-) = 1.26 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{1.26 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 4.36$$

$$\rho = 0.0011$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.32 \text{ cm}^2$$

Se colocará 2 Ø 3/8" @ 0.20 = 1.42 cm² de acero superior.

En la dirección YY

$$M_u(+)= 1.50 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{1.50 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 5.20$$

$$\rho = 0.0014$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 1.68 \text{ cm}^2$$

Se colocará 2 Ø 1/2" @ 0.20 = 2.58 cm² de acero inferior

$$M_u(-) = 3.50 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{3.50 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 12.11$$

$$\rho = 0.0033$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

Se colocará 2 Ø 5/8" @ 0.40 = 4.00 cm² de acero superior.

LOSA B

En la dirección XX

$$M_u(+) = 0.28 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.28 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 0.97$$

$$\rho = 0.0003$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.36 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" @ 0.20 = 0.71 cm² de acero inferior

$$M_u(-) = 0.42 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.42 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 1.45$$

$$\rho = 0.0003$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.36 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" @ 0.20 = 0.71 cm² de acero superior.

En la dirección YY

$$M_u(+) = 0.50 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$K_u = M/bd^2 = \frac{0.50 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 1.73$$

$$\rho = 0.0005$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad A_s = 0.60 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 3/8" @ 0.20 = 0.71 cm² de acero inferior

$$Mu(-) = 1.00 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$Ku = M/bd^2 = \frac{1.00 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 3.46$$

$$\rho = 0.0009$$

$$As = \rho \times b \times d \quad As = 1.08 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1/2" @ 0.20 = 1.29 cm² de acero superior.

Adicionalmente al refuerzo en ambas direcciones, se controlara la fisuración en las esquinas del ducto colocando refuerzo en diagonal (a 45°) debido a los momentos concentrados en estos puntos:

$$Mu(-) = 1.00 \text{ ton-m.}$$

Para:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$Ku = M/bd^2 = \frac{1.00 \times 10^5}{100 \times 17^2} = 3.46$$

$$\rho = 0.0009$$

$$As = \rho \times b \times d \quad As = 1.08 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se puede controlar estos momentos con 1 bastón adicional de 1/2" a 45° en las esquinas.

B. Diseño por cortante:

Se deberá cumplir que $\phi V_c > V_u$:

El mayor cortante ocurre en la dirección YY y tiene un valor de:

$V_u = 2.20 \text{ ton.}$

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 7.83 \text{ ton}$$

Se cumple que $\phi V_c > V_u$.

Finalmente, se muestra vista en planta de la distribución del acero para la losa maciza.

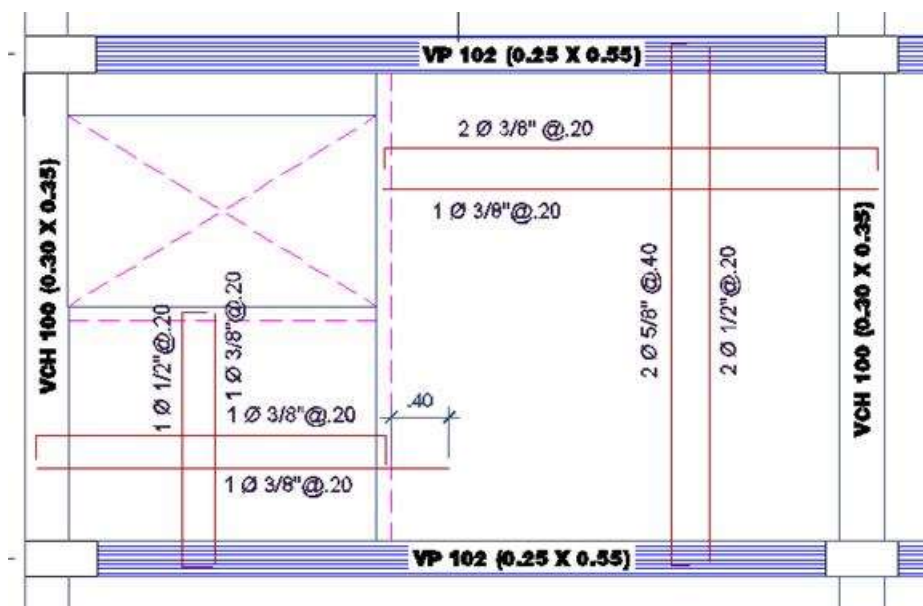


Figura 96 Distribución del refuerzo para la losa maciza

Fuente: Elaboración Propia

4.2.7.3. Diseño De Vigas Peraltadas

A. Viga VP-102 (0.25x0.55): Resiste a cargas de gravedad únicamente

Se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante por cargas últimas:

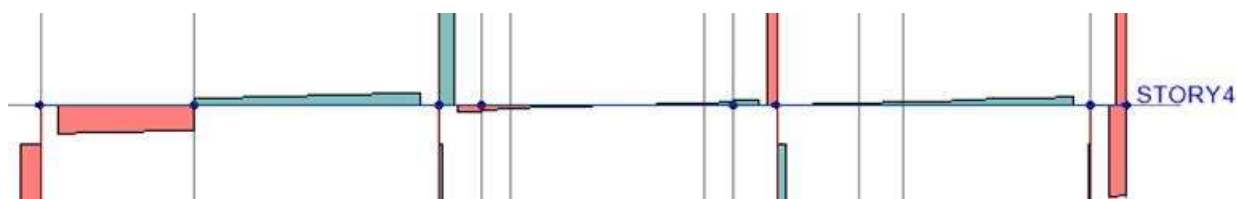


Figura 97 Diagrama de Fuerza Cortante para la Viga VP-102 por Cargas Últimas

Fuente: Elaboración Propia

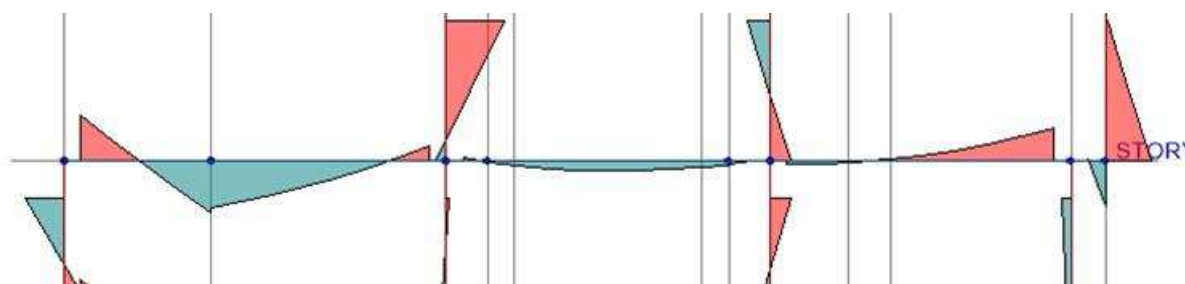


Figura 98 Diagrama de Momento Flector para la Viga VP-102 por Cargas Últimas

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 60 Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 1 y 2).

	TRAMO 1			TRAMO 2		
CM	3.38	3.78	0.24	0.24	0.70	0.00
CV	0.38	0.48	0.02	0.02	0.05	0.00
CS	6.94	0.00	6.23	6.84	0.00	6.92
1.4CM+1.7CV	5.38	6.11	0.37	0.37	1.07	0.00
1.25(CM+CV)+CS	11.64	5.33	6.56	7.17	0.94	6.92
1.25(CM+CV)-CS	-2.24	5.33	-5.91	-6.52	0.94	-6.92
0.9CM+CS	9.98	3.40	6.45	7.06	0.63	6.92
0.9CM-CS	-3.90	3.40	-6.01	-6.62	0.63	-6.92
ENVOLVENTE	11.64	7.00	7.17	7.17	0.00	7.09

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 61 Cálculo de combinaciones y envolvente de Mu (Tramo 3).

TRAMO 3			
CM	0.00	0.26	2.36
CV	0.00	0.07	0.17
CS	7.47	0.00	8.41
1.4CM+1.7CV	0.00	0.48	3.59
1.25(CM+CV)+CS	7.47	0.41	11.57
1.25(CM+CV)-CS	-7.47	0.41	-5.25
0.9CM+CS	7.47	0.23	10.53
0.9CM-CS	-7.47	0.23	-6.29
ENVOLVENTE	7.89	0.00	11.58

Fuente: Elaboración Propia

Para un $f_c' = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, una viga de ancho 25 cm, un peralte de 55 cm y un peralte efectivo de 49 cm, se obtiene el área de acero requerido:

Tabla 62 Cálculo de acero requerido (Tramo 1 y 2).

	TRAMO 1			TRAMO 2		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	5.38	6.11	0.37	0.37	1.07	0.00
Ku	8.96	10.17	0.62	0.62	1.72	0.00
ρ	0.0025	0.0029	0.0002	0.0002	0.0003	0.00
As	3.063	3.553	0.2450	0.2450	0.3675	0.00
Ø	2Ø5/8"	2Ø5/8"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 63 Cálculo de acero requerido (Tramo 3).

	TRAMO 3		
	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0.00	0.49	3.60
Ku	0.00	0.816	5.998
ρ	0.00	0.0003	0.0017
As	0.00	0.3675	2.083
\emptyset	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"

Fuente: Elaboración Propia

Se debe verificar que el acero calculado cumpla con los requerimientos de acero mínimo y máximo de la Norma E.060, con las ecuaciones (teniendo en cuenta que con un $f'c = 210kg/cm^2$, un $fy = 4200kg/cm^2$, el $\rho_{bal} = 2.13\%$).

$$As_{max} = 0.75 \times \rho_b \times b \times d \qquad As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \times b_w \times d$$

$$As_{max} = 0.75 \times 0.0213 \times 25 \times 49 = 19.56 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 49 = 2.96 \text{ cm}^2$$

Se comprueba que no en todos los casos se cumple con los requerimientos del área mínima y máxima del acero de refuerzo.

Tabla 64 Corrección de acero requerido (Acero mínimo) (Tramo 1 y 2).

	TRAMO 1		TRAMO 2			
	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	5.38	6.11	0.37	0.37	1.03	0.00
Ku	8.96	10.17	0.62	0.62	1.72	0.00
ρ	0.0025	0.0029	0.0002	0.0002	0.0003	0.00
As	3.063	3.553	2.96	2.96	2.96	2.96
\emptyset	2Ø5/8"	2Ø5/8"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 65 Corrección de acero requerido (Acero mínimo) (Tramo 3)

	TRAMO 3		
	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0.00	0.49	3.60
Ku	0.00	0.816	5.998
ρ	0.00	0.0003	0.0017
As	2.96	2.96	2.96
\emptyset	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"	1Ø5/8"+ 1Ø1/2"

Fuente: Elaboración Propia

Como en este caso, el sistema estructural del edificio es aporticado, sus requisitos serán mencionados (adaptado de la Norma Técnica E.060, 2009):

- ✓ Se debe colocar un refuerzo a lo largo de la longitud de la viga, que consistirá en dos barras en la parte superior e inferior, con un área de acero que no es inferior al mínimo.
- ✓ Los empalmes traslapados se evitan dentro de una zona ubicada al doble de la división del elemento, medida desde la cara del nudo.

- ✓ La resistencia del momento negativo y positivo en cualquier punto del elemento debe ser mayor que un cuarto de la resistencia máxima del momento entregado en la cara de cualquiera de los nodos. La resistencia al momento positivo frente al nudo será mayor que un tercio de la resistencia al momento negativo en la misma cara.

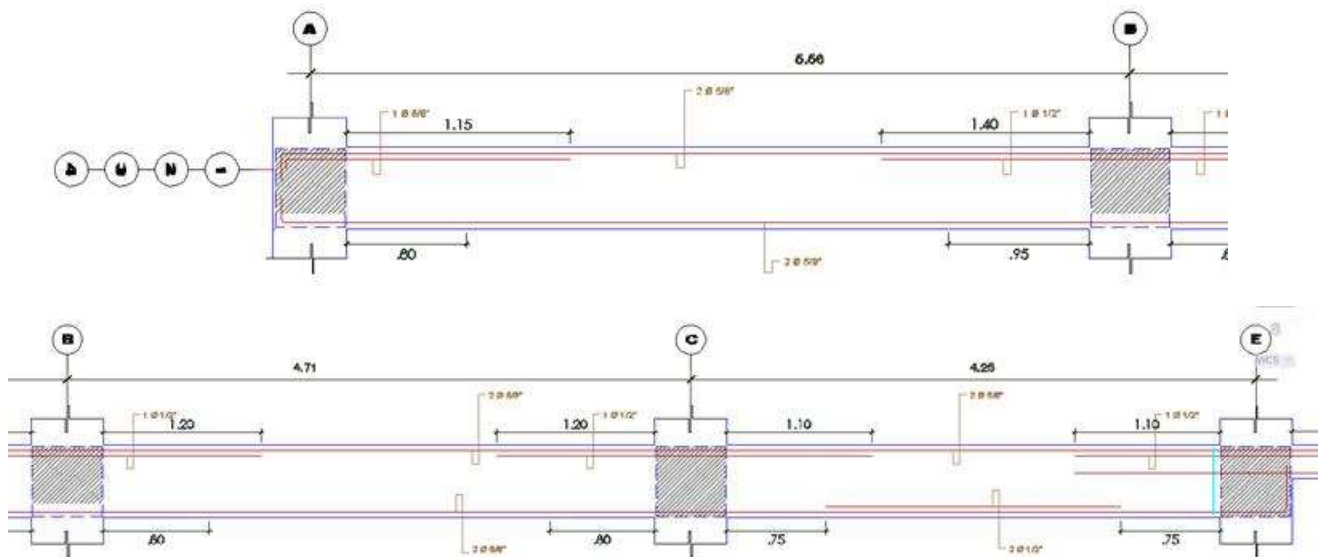


Figura 99 Acero colocado en la viga VP-102.

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la Figura 98, se verifica los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060, en donde se pide que el fierro corrido sea, como mínimo, dos barras.

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Tabla 66 Cálculo de la resistencia a momento para la viga VP-102.

Refuerzo colocado	Area de Refuerzo en cm ²	Mn (ton-m)	ØMn (ton-m)
2 Ø 5/8"	4.00	7.92	7.13
3 Ø 5/8"	6.00	11.66	10.49
2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	5.29	10.33	9.30

Fuente: Elaboración Propia

B. Diseño por cortante

Es común que la fuerza cortante requerida de las vigas sea mucho mayor que la capacidad a cortante del concreto. Por tal motivo, en todos los casos se usan refuerzos por corte, estribos en este caso.



Figura 100 Diagrama de fuerza cortante de viga VP-102 (Cargas de gravedad).

Fuente: Elaboración Propia



Figura 101 Diagrama de fuerza cortante de viga VP-102 (Cargas de sismo).

Fuente: Elaboración Propia

Para calcular el espaciamiento de estribos, se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde $\phi = 0.85$ para la sollicitación de cortante. Para calcular V_c se usará la ecuación:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag}\right) \times bw \times d$$

Donde bw es el ancho del alma de la sección transversal, Nu es la carga axial a compresión y Ag es el área bruta de la sección de concreto.

Para calcular el espaciamiento s se usarán las ecuaciones:

$$V_s = \frac{Av \times fy \times d}{s}$$

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

En este caso, se usarán estribos cerrados de 3/8", por lo que el área $Av = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

Tabla 67 Cálculo de combinaciones y envolvente de V_u .

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
CM	4.10	1.93	0.97	0.90	0.00	1.32
CV	0.46	0.17	0.08	0.06	0.06	0.06
CS	2.79	2.79	3.78	3.78	4.09	4.09
1.4CM+1.7CV	6.52	2.99	1.49	1.36	0.10	1.95
1.25(CM+CV)+CS	8.49	5.42	5.09	4.98	4.17	5.82
1.25(CM+CV)-CS	2.91	-0.17	-2.47	-2.58	-4.02	-2.37
0.9CM+CS	6.48	4.53	4.65	4.59	4.09	5.28
0.9CM-CS	0.90	-1.05	-2.91	-2.97	-4.09	-2.90
ENVOLVENTE	8.48	5.05	4.58	4.44	4.06	5.82

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 68 Cálculo de espaciamiento de estribos s

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
Vu (ton)	6.52	2.99	1.49	1.36	0.10	1.95
Vc (ton)	9.41	9.41	9.41	9.41	9.41	9.41
Vs (ton)	-1.74	-5.89	-7.65	-7.81	-9.29	-7.11
Av	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
s		-168.38		-38.20		-31.46

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la Tabla 68, hay casos en que no se necesita estribos como los valores negativos, es por ello que se usarán los espaciamientos mínimos de estribos, según las ecuaciones:

$$Vs \leq 1.1\sqrt{f'c} (bwxd) \rightarrow s \leq 0.60m \text{ ó } s \leq \frac{d}{2}$$

$$Vs \leq 1.1\sqrt{f'c} (bwxd) \rightarrow s \leq 0.30m \text{ ó } s \leq \frac{d}{4}$$

$$1.1 \times \sqrt{210} \times (25 \times 49) = 19.53 \text{ tn} > Vs$$

Entonces, el espaciamiento mínimo de estribos será de $d/2 \approx 25$. Asimismo, se deberá verificar que, el área de estribos sea mayor al mínimo con las ecuaciones:

$$As_{min} = 0.2 \times \sqrt{210} \times \frac{25 \times 25}{4200} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 3.5 \times \frac{25 \times 25}{4200} = 0.52 \text{ cm}^2$$

La fuerza cortante de diseño Vu de vigas y columnas bajo solicitaciones sísmicas, deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:

- ✓ La suma de la cortante asociada al desarrollo de los momentos nominales (Mn).

$$Vu = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{ln} + \frac{wu \times ln}{2}$$

$$W_u = 1.25 (W_m + W_v)$$

- ✓ Una amplificación de 2.5 al cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño.
- ✓ Debe existir estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos de una longitud igual a dos veces el peralte medida desde la cara del elemento de soporte hacia el centro del elemento de luz. El primer estribo confinado cerrado no debe estar a más de 100 mm de la cara del elemento de soporte. Al menos el diámetro de los estribos para ser barras longitudinales de 8 mm hasta 5/8 "de diámetro, 3/8" barras longitudinales hasta 1 "de diámetro y 1/2" para las barras longitudinales de mayor diámetro.

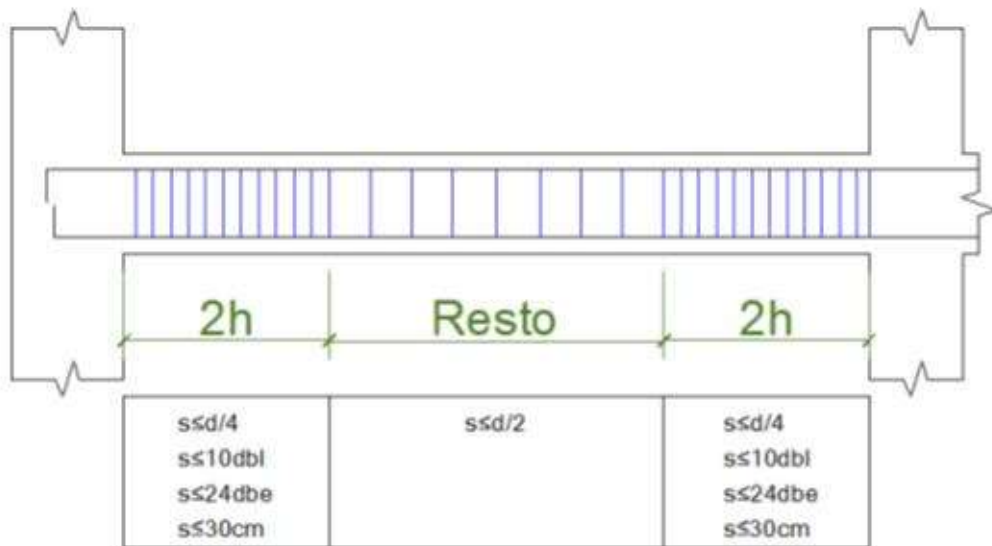


Figura 102 Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema de muros estructurales o dual tipo I.

Fuente: E060 Modificado

Entonces se debe calcular un nuevo V_u , usando las ecuaciones anteriores. Tomaremos como ejemplo el tramo 1 de la viga VP-102, el tramo más cargado.

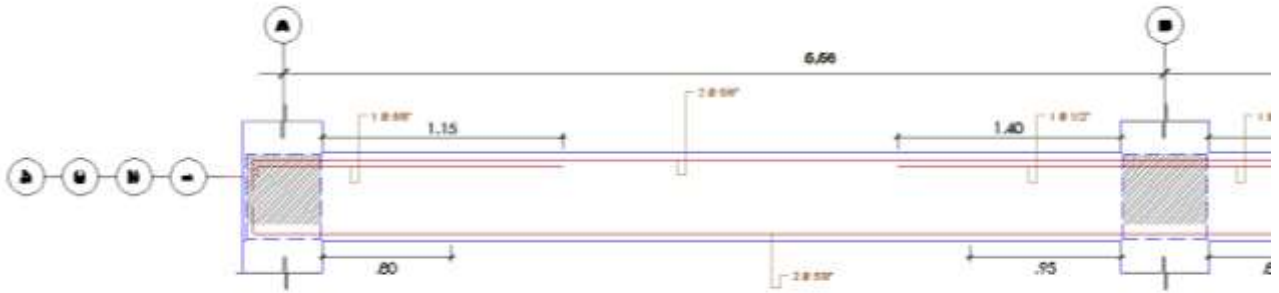


Figura 103 Tramo 1 de la viga VP-102.

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 65, se obtiene el momento nominal negativo de la derecha y el momento nominal positivo de la izquierda. Se obtiene las cargas de servicio del metrado.

$$W_u = 1.25 (2.12 + 0.56) = 2.82 \text{ ton/m}$$

$$V_u = \frac{11.66 + 10.49}{5.00} + \frac{2.82 + 5.00}{2} = 9.75 \text{ ton}$$

Este valor se debe compara con los cortantes obtenidos en las combinaciones de carga amplificados por 2.5.

Los valores son mayores al V_u calculado por los momentos nominales, entonces se usará el menor valor.

Tabla 69 Amplificación de cortantes V_u según el Capítulo 21 de la Norma E.060

	TRAMO 1	
V_u (ton)	9.75	2.99
$V_u \times 2.5$	24.38	7.48

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 70 Espaciamiento de estribos según el Capítulo 21 de la Norma E.060.

	TRAMO 1	
Vu (ton)	2.99	2.99
Vc (ton)	9.41	9.41
Vs (ton)	-5.89	-5.89
Av	1.42	1.42
s		-49.61

Fuente: Elaboración Propia

El valor sigue siendo menor al espaciamento mínimo de estribos. Asimismo, se debe calcular el espaciamento de estribos en la zona de confinamiento ($2h = 2 \cdot 55 = 110 \text{ cm}$).

- $d/4 = 49/4 = 12.25 \text{ cm}$, pero mayor a 15 cm
- $10 \cdot \phi 1/2" = 10 \cdot 1.29 = 12.90 \text{ cm}$
- $24 \cdot \phi 3/8" = 24 \cdot 0.71 = 17.04 \text{ cm}$
- 30 cm

El menor valor de los anteriores es 13cm, entonces se elige la siguiente distribución de estribos: 1@5 cms, 9@13 cms, R@25cms .

C. Corte de fierro

El corte de fierro es especificado en la Norma E.060, las consideraciones más importantes se observan en la Figura 138.

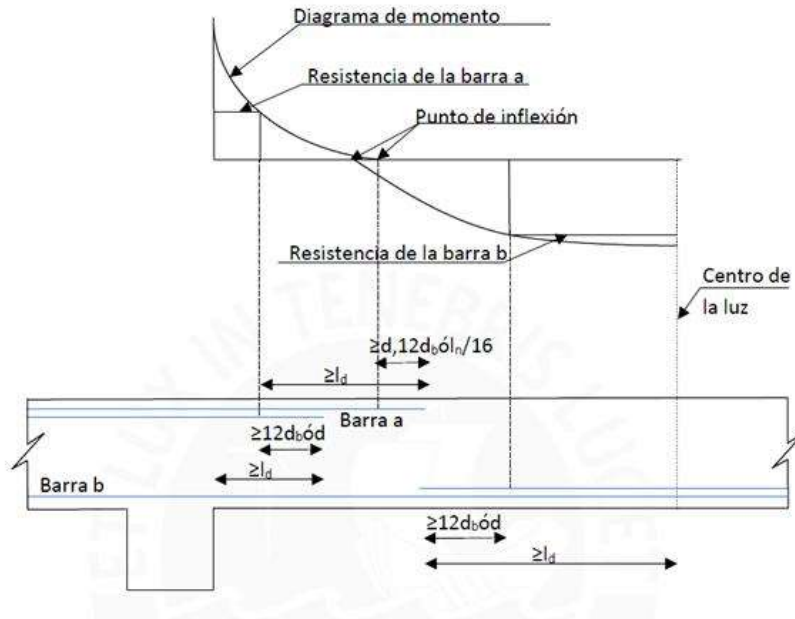


Figura 104 Consideraciones para el corte de acero.

Fuente: NTE E060 Concreto Armado

Los valores de la longitud de anclaje en tracción l_d para un $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ están indicados en la Tabla 71.

Tabla 71 Longitudes de anclaje en tracción

Barra	d_b (cm)	A_b (cm ²)	L_d (cm)	L_d' (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	37
3/8"	0.95	0.71	34	44
1/2"	1.27	1.29	45	58
5/8"	1.59	2.00	56	73
3/4"	1.91	2.84	67	88
1"	2.54	5.10	112	145
1 3/8"	3.58	10.06	157	204

Fuente: Adaptado de OTTAZZI, 2009

Para uniformizar el corte de hierro, se usa el criterio práctico, en base a la experiencia y cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.060 mencionados en la Figura 104. Estos criterios se muestran en la Figura 87, cuando existan vigas con gran responsabilidad sísmica (grandes momentos de sismo), se usa $l_n/3$ en lugar de $l_n/4$ en el hierro superior.

D. Deflexión bajo cargas de servicio

En la Norma E.060 concurren ciertas relaciones entre la luz y el peralte de la viga en las cuales no se necesitan verificar las deflexiones. En el caso de la viga VP-102, con una luz de 5.00m, se tiene:

extremos continuos

$$\frac{L}{21} = \frac{500}{21} = 23.81 \text{ cms} \leq h_{\text{viga}} = 55 \text{ cms}$$

$$\frac{L}{18} = \frac{500}{18} = 27.77 \text{ cms} \leq h_{\text{viga}} = 55 \text{ cms}$$

Entonces, no se necesita calcular las deflexiones.

E. Empalme por traslape

El refuerzo superior en la parte central y el refuerzo inferior en la zona intermedia entre el soporte y la zona central. Si no se empalmase en esta área, la longitud se incrementará en un 30%.

Los empalmes de superposición se deben utilizar cuando hay una comprobación de patente del dispositivo que se va a utilizar.

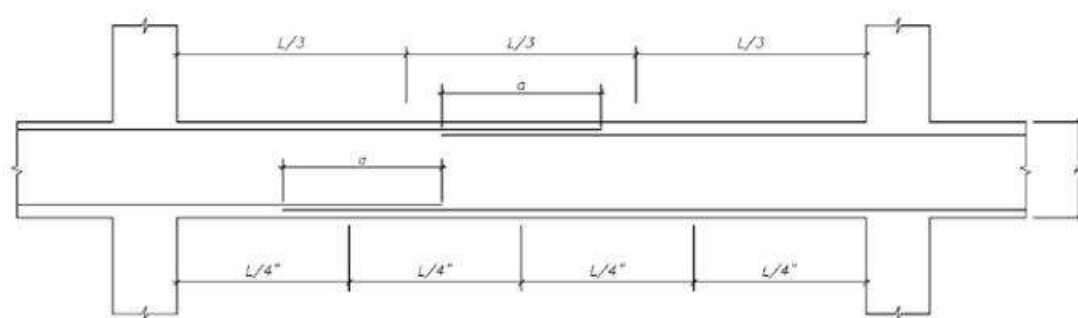


Figura 105 Empalmes traslapados

Fuente: NTE E060 Concreto Armado

Tabla 72 Tabla de valores de longitud de empalme

Ø	Valores de a (m)	
	Ø Inferior	Ø Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90
1"	1.15	1.60

Fuente: NTE E060 Concreto Armado

La Tabla 72 resume los criterios mencionados por la Norma E.060. Si se tiene losas menores a 30cm, se recomienda usar el mismo valor de "a" para fierro inferior ambos casos (inferior y superior). Asimismo, en estos casos se puede empalmar el fierro inferior en los apoyos con una longitud "a" de 25cm para fierros de 3/8" y 35cm para fierros de 1/2" y 5/8".

F. Control de fisuración

Se discute cómo controlar las fisuras cuando es causado por la flexión. La norma E.060 hace un control indirecto de la anchura gracias al parámetro "Z", pero no controla el ancho directamente debido a la gran dispersión de los resultados.

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_c t}$$

$$Z \leq Z_{max} = 26000 \frac{kg}{cm}$$

Donde

d_c es el espesor del recubrimiento medido desde la fibra más extrema en tracción hasta el centro de la barra más cercana a esta fibra.

A_{ct} es el área efectiva del concreto en tracción que está alrededor del refuerzo, el centroide de dicha área coincide con el centroide de las barras de dicho refuerzo dividido entre el número de barras.

$$A_{ct} = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N_{barras}}$$

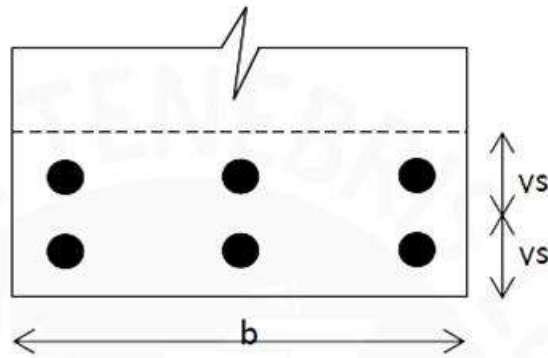


Figura 106 Área efectiva de concreto en tracción A_{ct} .

Fuente: NTE E060 Concreto Armado

A modo de ejemplo, se analizará el tramo 1 de la viga VP-102, debido a que es el tramo más cargado (ver Figura 106). Se usarán las ecuaciones anteriores.

$$A_{ct} = \frac{2 \times 5.75 \times 25}{3} = 95.83 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z = 2520 \times \sqrt[3]{5.75 \times 95.83} = 16659.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq Z_{max}$$

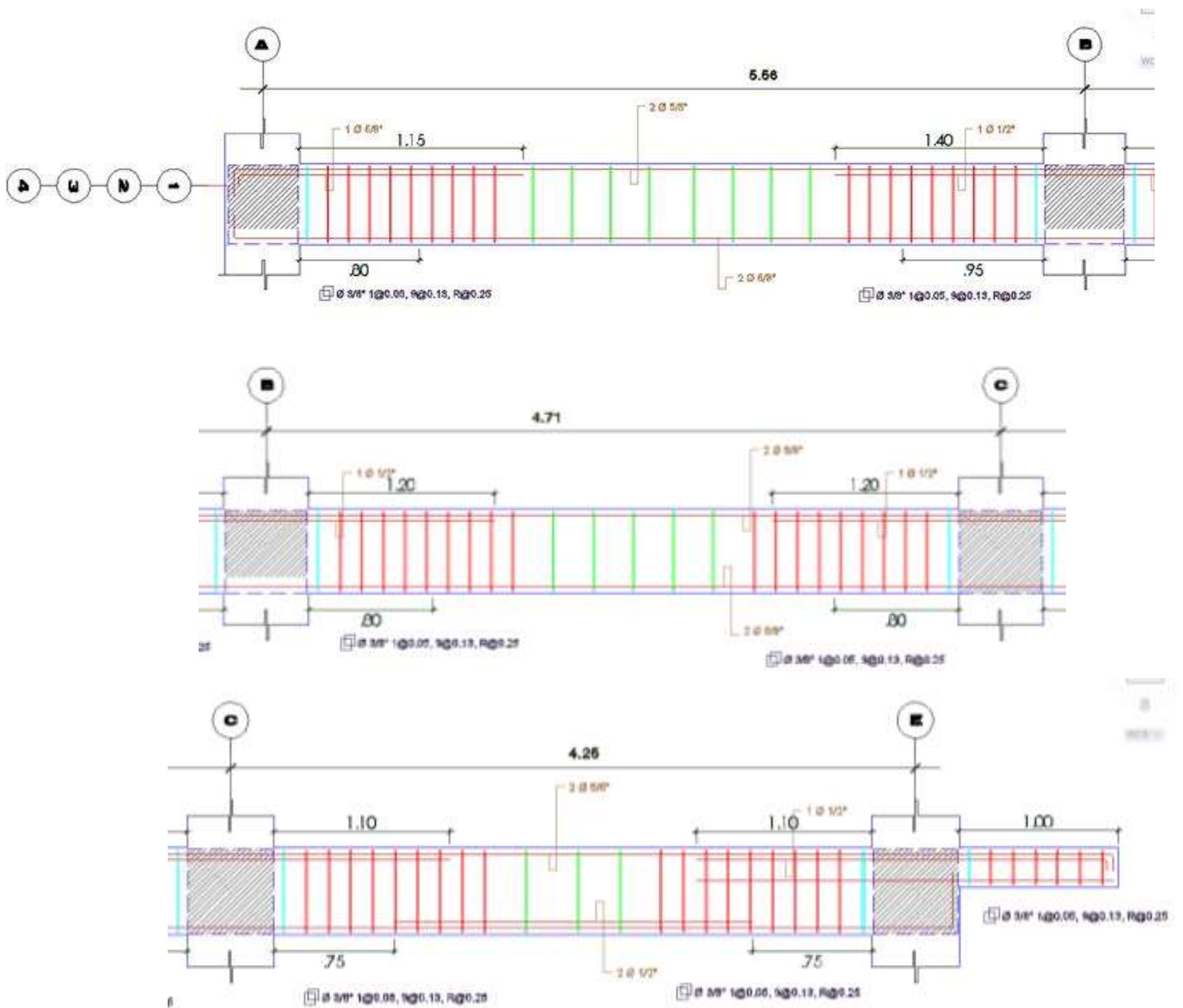


Figura 107 Presentación del diseño de la viga VP-102.

Fuente: Elaboración Propia

4.2.7.4. Diseño De Columnas

A. Esbeltez

Una columna se considera sin desplazamiento lateral si el índice de estabilidad del entrepiso Q es menor o igual a 0.06.

$$Q = \frac{(\sum Pu) \times \Delta o}{Vus \times he}$$

Donde

$\sum Pu$ es la suma de las cargas muertas y vivas amplificadas, desde el último piso de la columna, hasta el nivel considerado.

Δo es la deformación relativa del entrepiso considerado debido a las fuerzas laterales amplificadas, las fuerzas de sismo se amplificará por 0.75 veces el factor de reducción R.

Vus es la fuerza cortante de entrepiso debido a las fuerzas laterales.

he es la altura de entrepiso, de piso a piso.

Se analizará si las columnas del edificio están con o sin desplazamientos laterales.

Tabla 73 Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección X-X.

	$\sum Pu$ (ton)	Δo (m)	Vus	h(m)	Q
PISO 5	352.25	0.0258	44.1821	2.60	0.05911362
PSIO 4	665.42	0.0235	133.9678	2.60	0.04489432
PISO 3	978.59	0.0196	204.0689	2.60	0.03615002
PISO 2	1291.77	0.0127	251.9428	2.60	0.0250445
PISO 1	1615.77	0.0065	279.7853	3.00	0.01251257

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 74 Análisis del índice de estabilidad del entrepiso Q, dirección Y-Y.

	$\sum Pu$ (ton)	Δo (m)	Vus	h(m)	Q
PISO 5	352.25	0.0247	44.1821	2.60	0.05574056
PSIO 4	665.42	0.0245	133.9678	2.60	0.04680471
PISO 3	978.59	0.0194	204.0689	2.60	0.03578114
PISO 2	1291.77	0.0129	251.9428	2.60	0.0254389
PISO 1	1615.77	0.0065	279.7853	3.00	0.01251257

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en las tablas 73 y 74, los valores de Q están por debajo de 0.06, por lo que las columnas se analizarán sin desplazamiento lateral.

B. Esbeltez sin desplazamientos laterales

Se puede ignorar los efectos de esbeltez en columnas, si se satisface la siguiente ecuación:

$$\frac{kxlu}{r} \leq 34 - 12x \left(\frac{M1}{M2} \right); 34 - 12x \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

Donde

$M1$ es el menor momento amplificado de uno de los extremos del elemento en compresión, será positivo si presenta curvatura simple y negativo si tiene curvatura doble.

$M2$ es el mayor momento amplificado de unos de los extremos en compresión, será siempre positivo.

k es el factor de longitud efectiva, para estructuras sin desplazamiento se asume $k = 1$.

lu es la longitud sin arriostrar de la columna; y r es el radio de giro de la sección transversal.

En caso no se cumpla con la ecuación, se deberán amplificar las cargas y momentos últimos por los efectos de curvatura, es decir, los efectos de segundo orden.

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

El factor de amplificación de momentos δ_{ns} será calculado con el artículo 10.12.3 de la Norma E.060.

C. Esbeltez con desplazamientos laterales

Se puede ignorar los efectos de esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral, si se cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{kxlu}{r} \leq 22; k \geq 1$$

A modo de ejemplo se analizará la esbeltez de la columna C10, la cual se encuentra entre los ejes B y 3. Como se concluyó previamente, las columnas serán analizadas sin desplazamiento lateral, por lo que se usará la ecuación anterior. M_1 se considera negativo, con curvatura doble, debido a que hay conexión de vigas en ambos extremos de la columna. Por lo general M_1 y M_2 se asumen iguales en situaciones convencionales.

$$34 - 12 \times (-1) = 46 \leq 40$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{0.0012375}{0.15}} = 0.23\text{m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0.003125}{0.15}} = 0.46\text{m}$$

$$\text{Dirección x-x} = \frac{k \times lu}{r_x} = \frac{1 \times 3.00}{0.23} = 13.04 \leq 40$$

$$\text{Dirección y-y} = \frac{k \times lu}{r_y} = \frac{1 \times 3.00}{0.46} = 6.52 \leq 40$$

Se concluye que, para ambas direcciones, no se tomarán en cuentas los efectos de esbeltez en la columna C10.

D. Diseño del refuerzo de la columna C10 por flexocompresión en X-X

La columna a diseñar tiene dimensiones transversales de 50 por 25 cm (el lado largo es paralelo al eje X).

Tabla 75 Cargas y momentos de la columna C10

PISO	PD (tn)	PL (tn)	Msx (tn)	Msy (tn)	Mdx (tn)	Mdy (tn)	Mlx (tn)	Mly (tn)
5	17.72	1.12	1.022	1.333	-0.015	1.045	-0.006	0.104
4	39.35	4.14	1.369	1.735	-1.041	0.958	-0.165	0.131
3	63.28	7.13	2.469	2.803	-0.941	0.883	-0.148	0.119
2	85.84	10.15	3.905	3.843	-1.052	1.326	-0.162	0.18
1	109.98	13.34	7.348	4.951	-0.823	0.445	-0.13	0.061

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 76 Cargas y momentos últimos en columna C10

PISO	U1 = 1.4D + 1.7L			U2 = 1.25(D + L) + S		
	Pu (ton)	Mux (ton)	Muy (ton)	Pu (ton)	Mux (ton)	Muy (ton)
5	26.71	-2.336	1.958	25.61	1.735	0.846
4	62.13	-1.739	1.564	57.69	2.244	1.656
3	100.71	-1.569	1.439	86.74	2.14	2.746
2	137.43	-1.749	2.162	116.10	2.576	0.605
1	176.65	-1.372	0.727	146.08	0.471	1.366

Fuente: Elaboración Propia

El diseño del refuerzo se hará cada tres pisos, según lo visto en las divisiones de la Tabla 76, de acuerdo con la longitud de las barras con las que se construirá la columna. Como la cimentación está por debajo de la primera, los

niveles se agrupan de la siguiente manera: primero y segundo; y del tercero al quinto. Evidentemente, la carga axial más importante es en el primer piso, y será esa carga que gobernará el proyecto; mientras que el momento generalmente gana importancia acercándose a la azotea.

A continuación, calculamos el refuerzo mínimo para una sección de 25x50cm. Tenemos un área total de 1250 cm^2 y considerando una cuantía mínima de 1% se obtiene un área de acero de 13 cm^2 .

Tabla 77 Cargas de diseño y acero a colocar

Piso	Combinación de Diseño	Pu (ton)	Mux (ton)	Barras colocadas	AsT (cm^2)	ρ
5		25.61	1.735	8 ϕ 5/8"	16.00	1.23%
4	U2	57.69	2.244	8 ϕ 5/8"	16.00	1.23%
3		86.74	2.14	8 ϕ 5/8"	16.00	1.23%
2		137.43	0	8 ϕ 5/8"	16.00	1.23%
1	U1	176.65	0	8 ϕ 5/8"	16.00	1.23%

Fuente: Elaboración Propia

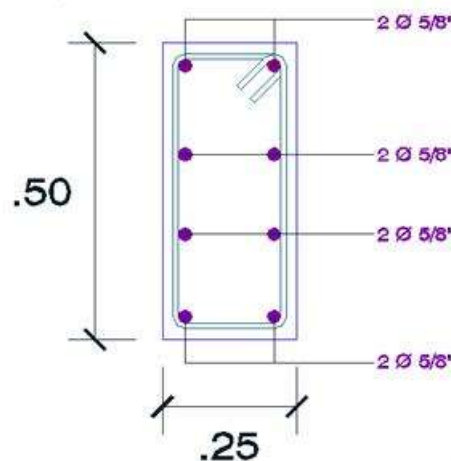


Figura 108 Distribución inicial de acero para la columna COL 10

Fuente: Elaboración Propia

A partir de la sección planteada se puede realizar el siguiente diagrama interacción y ubicar las cargas últimas para verificar si se encuentran dentro del mismo en el programa CSICOL:

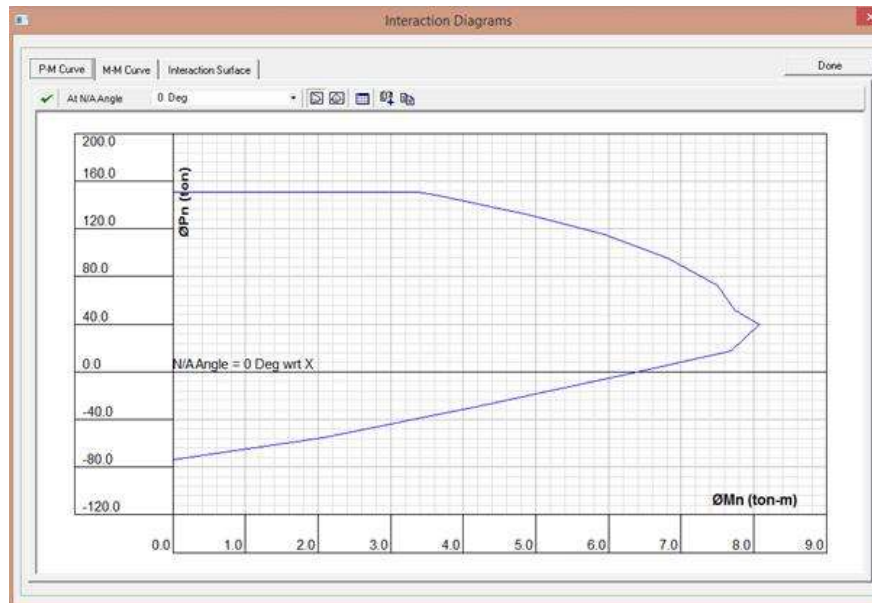


Figura 109 Diagrama de interacción para la columna COL 10 con los puntos (Mu , Pu) ubicados

Fuente: Elaboración Propia

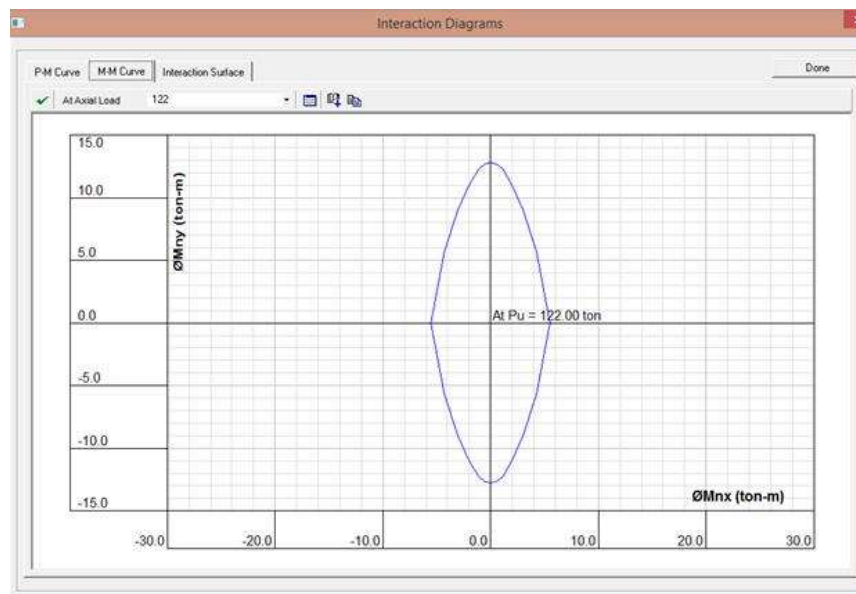


Figura 110 Diagrama de interacción para la columna COL 10 con los puntos (Mu , Mu) ubicados

Fuente: Elaboración Propia

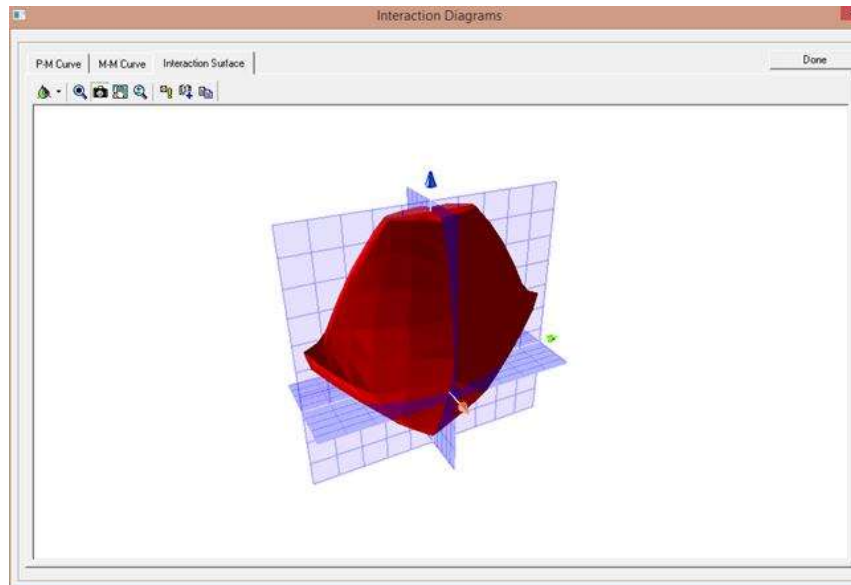


Figura 111 Superficie de interacción para la columna COL 10

Fuente: Elaboración Propia

E. Diseño por cortante

Desde la cara del nudo, deberán colocarse estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento S_o en una longitud L_o . Como mínimo, el diámetro de los estribos será de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8".

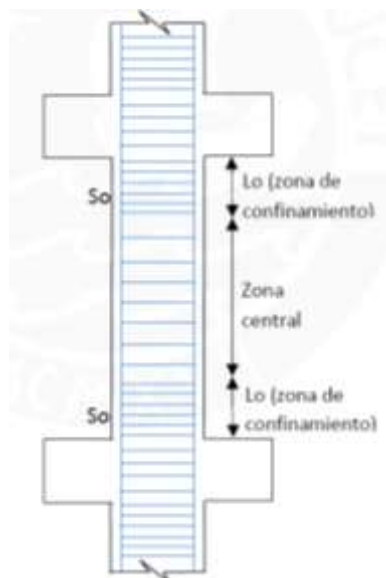


Figura 112 Requerimientos de estribos en columnas

Fuente: Norma E060

Entonces se calculará el V_u del primer nivel de la columna C-10, usando la ecuación. Se calculará el valor del momento nominal en cada dirección para cada combinación de P_u . Los momentos nominales en la parte superior e inferior de la columna serán muy similares, por lo que usará el mismo valor.

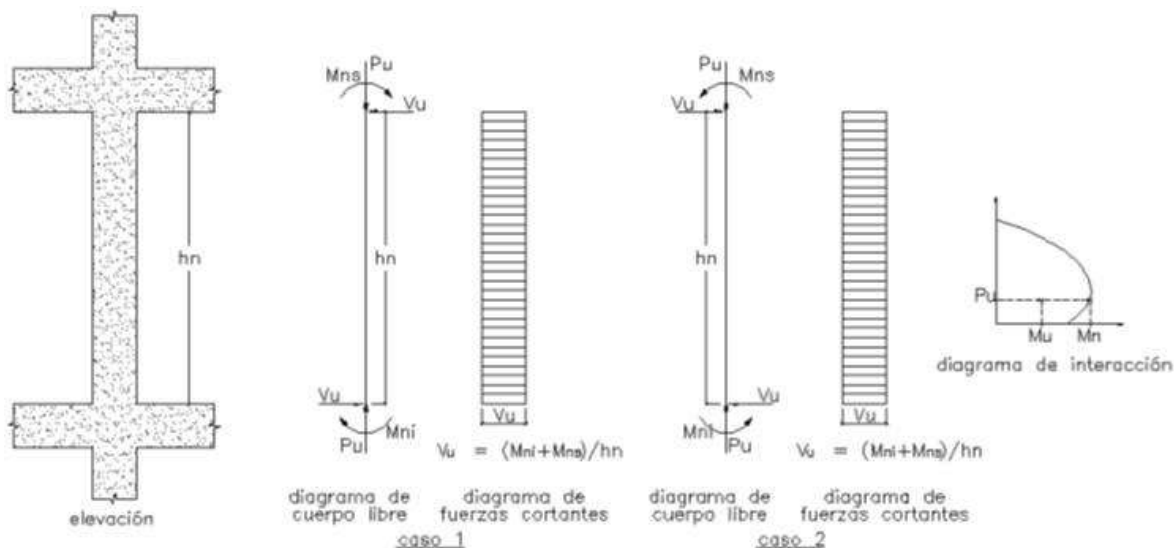


Figura 113 Fuerza cortante de diseño en columnas

Fuente: Concreto armado de Santiago Chavez Cachay

Tabla 78 Momentos nominales en nudos.

	P_u	M_{nxx}	M_{nYY}	V_{uxx}	V_{uyy}
1.4CM+1.7CV	176.65	1.539	1.318	1.026	0.879
Sismo x-x					
1.25(CM+CV)+CSX	167.75	1.707	-3.016	1.138	-2.011
1.25(CM+CV)-CSX	138.05	1.313	25.562	0.875	17.041
0.9CM+CSX	112.932	0.714	-3.026	0.476	-2.017
0.9CM-CSX	83.232	1.093	25.676	0.729	17.117
Sismo y-y					
1.25(CM+CV)+CSY	165.29	21.339	0.484	14.226	0.323
1.25(CM+CV)-CSY	140.51	-8.988	0.775	-5.992	0.517
0.9CM+CSY	110.472	21.055	0.883	14.037	0.589
0.9CM-CSY	85.692	-9.479	0.76	-6.319	0.507

Fuente: Elaboración Propia

Asimismo, los valores de V_u de la tabla 78, se deben comparar con los valores de V_u obtenidos de las combinaciones de carga, con una amplificación de 2.5.

Tabla 79 Amplificación de cortantes según la Norma E.060.

	V_{uxx}	V_{uyy}	2.5 V_{uxx}	2.5 V_{uyy}
1.4CM+1.7CV	1.03	0.88	2.57	2.20
Sismo x-x				
1.25(CM+CV)+CSX	1.14	-2.01	2.85	-5.03
1.25(CM+CV)-CSX	0.88	17.04	2.19	42.60
0.9CM+CSX	0.48	-2.02	1.19	-5.04
0.9CM-CSX	0.73	17.12	1.82	42.79
Sismo y-y				
1.25(CM+CV)+CSY	14.23	0.32	35.57	0.81
1.25(CM+CV)-CSY	-5.99	0.52	-14.98	1.29
0.9CM+CSY	14.04	0.59	35.09	1.47
0.9CM-CSY	-6.32	0.51	-15.80	1.27

Fuente: Elaboración Propia

El capítulo 21 de la Norma E.060, menciona que la fuerza cortante de diseño será la mayor de las anteriormente calculadas. Entonces, al observar las tablas 78 y 79, se puede concluir que el V_u de diseño será 42.79 ton.

Como se menciona en el capítulo 6, la Norma E.060 para calcular la resistencia a corte del concreto para elementos sometidos a compresión axial, se emplea la ecuación.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} x \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) x bw x d$$

Del mismo modo que en el caso de vigas, para calcular el espaciamiento de estribos, se debe cumplir con la ecuación :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{Av_x f_y x d}{s}$$

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

En este caso de la columna C10, se usarán estribos cerrados de 3/8", por lo que el área $A_v = 0.71 \cdot 2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{83.23}{140 \times 25 \times 50} \right) \times 25 \times 44 = 8.45 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{42.79}{0.85} - 8.45 = 41.89 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 44}{41890} = 6.26 \text{ cm}$$

Este valor es menor al espaciamiento mínimo de estribos. Se deberá calcular el espaciamiento de estribos y la longitud de la zona de confinamiento, según los requerimientos mínimos del capítulo 21 de la Norma E.060.

Espaciamiento en zona de confinamiento, el menor de:

- $8 \cdot \phi_{5/8} = 8 \cdot 2.00 = 16.00 \text{ cm}$
- $d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$
- 10 cm

Longitud de zona de confinamiento, el mayor de:


- $h_n/6 = 30/6 = 50 \text{ cm}$
- $L = 50 \text{ cm}$
- 50 cm

Espaciamiento en zona fuera al confinamiento, no mayor de:

$$s = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f_c} \times b_w} = \frac{1.42 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 25} = 82.31 \text{ cms}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y}{35 \times b_w} = \frac{1.42 \times 4200}{35 \times 25} = 42.60 \text{ cms}$$

Entonces, se elige la siguiente distribución de estribos: 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, *Rto.* @ 0.25.

 $\varnothing 3/8''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10,
R @ 0.25

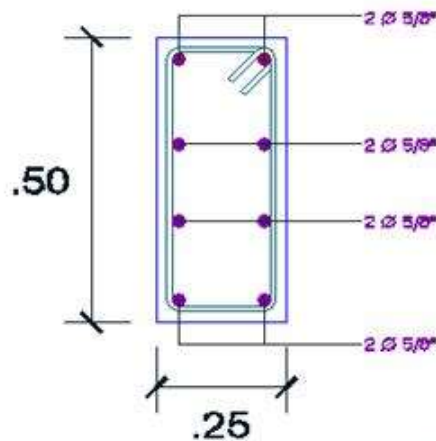


Figura 114 Detalle de columna con estribos.

Fuente: Elaboración Propia

F. Empalmes por traslape

En la Figura 115, es posible observar las áreas donde una conexión adecuada puede ser hecha dentro de dos tercios de la altura libre y fuera del área de confinamiento. Como en el diseño de vigas, el acero de las columnas debe ser unido en áreas donde hay menos esfuerzo. Si no se modifica en esta área, la longitud se incrementará en un 30%.

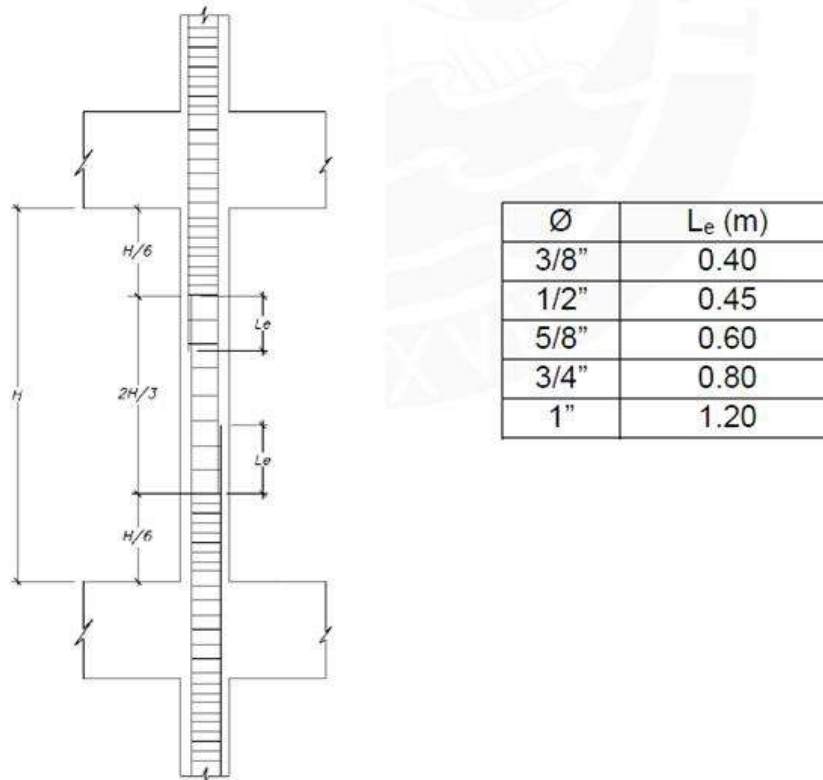


Figura 115 Empalmes traslapados.

Fuente: Concreto armado de Santiago Chavez Cachay

4.2.8. Diseño de cimentación

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna COL10 (0.25x0.50) del eje B/3, cuyas cargas obtenidas del análisis estructural se presentan a continuación:

Tabla 80 Cargas del análisis para la zapata

Carga	Carga axial : Ps (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
Carga Muerta (CM)	108.98	0.686
Carga Viva (CV)	13.34	0.144
Carga Sismo (CS)	14.85	25.872

Fuente: Elaboración Propia

Se examinará únicamente los momentos en la dirección YY producidos por el sismo en la dirección XX y las cargas de servicio. Dado que los momentos en la dirección XX son ínfimos

4.2.8.1. Predimensionamiento:

El predimensionamiento se efectúa usando las cargas en servicio sin considerar sismo, pero teniendo en cuenta el peso propio de la zapata como un 6% de la carga total debido a la alta resistencia del suelo ($\sigma_{adm} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$). Además, se usará un esfuerzo del suelo reducido al 90%.

De esta forma:

$$\text{Área zapata} = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{0.9\sigma_{adm}} = \frac{1.05(108.98 + 13.34)}{0.9(28.3)} = 5.043 \text{ m}^2$$

Considerando volados iguales de 90 cm en ambas direcciones, se obtiene una zapata de 2.35 x 2.35 m, con un área de 5.52 m². Seguidamente, se procederá a verificar los esfuerzos en las esquinas por acción de los momentos y cargas últimas teniendo en cuenta los siguientes datos:

- Peralte de la zapata = 60cm.
- Peso propio de la zapata = 5.52x0.60x2.4 = 7.95 ton
- Se verificará mediante los siguientes 3 casos de carga:

4.2.8.2. Cargas de gravedad únicamente:

- $P = 7.95 + 108.98 + 13.34 = 130.27 \text{ ton}$.
- $M_{yy} = 0.686 + 0.144 = 0.83 \text{ ton-m}$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{130.27}{5.52} \pm \frac{6(0.83)}{2.35(2.35)^2} = 23.60 \pm 0.38$$

$$\sigma_{min} = 23.22 \text{ y } \sigma_{max} = 23.98 \text{ ton m}^2 < \sigma_{adm} = 28.30 \text{ ton m}^2 \text{ (OK)}$$

4.2.8.3. Cargas de gravedad + sismo en XX:

- $P = 14.85/1.25 + 129.94 = 141.82 \text{ ton}$
- $M_{yy} = 25.87/1.25 + 0.83 = 21.53 \text{ ton-m}$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{141.82}{5.52} \pm \frac{6(21.53)}{2.35(2.35)^2} = 25.69 \pm 9.95$$

$$\therefore \sigma_{\min} = 15.74 \text{ y } \sigma_{\max} = 35.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 1.3 \sigma_{\text{adm}} = 36.79 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ (OK)}$$

Se observa que en ningún caso se supera la resistencia admisible del suelo. Lo siguiente será evaluar el esfuerzo último del suelo, el cual se halló de la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{CS}$, la cual se obtiene amplificando el esfuerzo hallado previamente (23.98 ton/m^2) por un factor de 1.25.

$$\sigma_u = 23.98(1.25) = 29.97 \text{ ton/m}^2$$

4.2.8.4. Verificación del corte por punzonamiento

Considerando volados iguales en ambas direcciones de la zapata y un peralte efectivo de 0.50m se procede a calcular la resistencia requerida V_u :

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0.55 + 0.50)(0.25 + 0.50) = 0.79 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (A_{\text{total}} - A_o) = 29.97 (5.52 - 0.79) = 141.76 \text{ m}^2$$

Calculando la resistencia de diseño ϕV_c , se tiene:

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0.50 + 0.25 + 2 \times 0.5) = 3.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d = 0.85(0.53) \sqrt{210} \times 350 \times 50 \left(1 + \frac{2}{\frac{50}{25}}\right) \\ &= 228.49 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varphi V_c &= \varphi 0.27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) b_o d \\ &= 0.85 (0.27) \left(\frac{40 \times 50}{350} + 2 \right) \sqrt{210 (350) 50} = 448.97 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\varphi V_c = \varphi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 350 \times 50 = 228.49 \text{ ton}$$

Se observa que en todos los casos se cumple la condición $\varphi V_c > V_u$.

4.2.8.5. Verificación del corte por flexión

Se evalúa la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada φV_c :

Para la dirección XX:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{v_x} - d) = 29.97 \times 2.35 (0.90 - 0.5) = 28.17 \text{ ton}$$

$$\varphi V_c = \varphi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_y) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 235 \times 50 = 76.71 \text{ ton}$$

$\varphi V_c > V_u$. \rightarrow OK.

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{v_y} - d) = 29.97 \times 2.35 (0.90 - 0.5) = 28.17 \text{ ton}$$

$$\varphi V_c = \varphi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_x) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 235 \times 50 = 76.71 \text{ ton}$$

4.2.8.6. Diseño por flexión

Se procede a calcular las resistencias requeridas por flexión:

Como $L_v = L_{v_x} = L_{v_y} = 0.90\text{m}$.

$$M_u = \sigma_u L v^2 / 2 = 29.97 \times 0.90^2 / 2 = 12.14 \text{ ton}.$$

Considerando $b = 100\text{cm}$ y $d = 50\text{cm}$ se obtiene:

$$K = M_u / b d^2 = 12.14 / 100 \times 50^2 = 4.86$$

$$\rho = 0.0015 < \rho_{min} = 0.0018.$$

$$A_s = pbd = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará: 1Ø5/8" @ 0.20m de acero inferior en cada dirección.

Por último, se presenta la distribución del refuerzo en planta para la zapata diseñada.

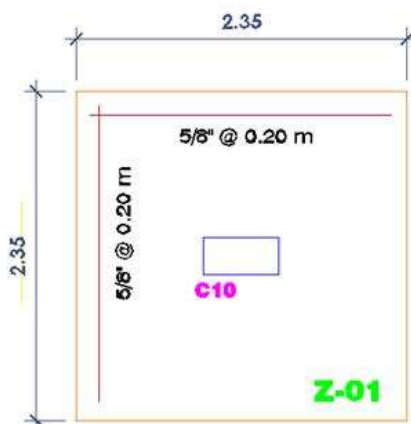


Figura 116 Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 10

(FUENTE: PROPIA)

4.3. Diseño del Edificio en Acero Estructural

4.3.1. Cargas de diseño

Para el análisis estructural del edificio y el diseño de los diferentes elementos estructurales con acero, las siguientes cargas nominales deben ser consideradas:

- ✓ Carga muerta debida al peso propio de los elementos y efectos permanentes sobre la estructura (CM o D).
- ✓ Carga viva debida al mobiliario y ocupantes (CV o L)
- ✓ Carga viva en azoteas o techos (Lr)
- ✓ Carga de viento (W)
- ✓ Carga de sismo de acuerdo a la norma E.030 diseño sismorresistente (E)

- ✓ Carga por granizo (R)

4.3.2. Métodos de diseño

El diseño de los elementos de acero estructural por condiciones de resistencia se realizara mediante el método Load and Resistance Factor Design (LRFD).

Para lo cual se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\textit{Resistencia Requerida} \leq \textit{Resistencia de Diseño}$$

$$Ru \leq \phi Rn$$

Las combinaciones de carga para el método Load and Resistance Factor Design (LRFD), según la NORMA E.090 (propuesta final 2016), son las siguientes:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr ó S ó R)
- 1,2D + 1,6(Lr ó S ó R) + (0,5L ó 0,8W)
- 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr ó S ó R)
- 1,2D ± 1,0E + 0,5L + 0,2S
- 0,9D ± (1,3W ó 1,0E)

La estructura es un edificio multifamiliar de 5 niveles que posee 2 departamentos en el mismo piso. Al analizar la arquitectura del edificio, se considera que, para neutralizar la fuerza sísmica, la estructura será un edificio con marcos concéntricos especiales, con los soportes que absorber la fuerza producida por el terremoto.

4.3.3. Materiales empleados

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

A. Acero estructural A36 - perfil metálico W (perfil I o H) y perfil HSS:

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi)

Módulo de elasticidad: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 ksi)

Módulo de poisson: $\mu = 0.30$ (elástico), 0.50 (plástico)

Módulo de cortante: $G = 800000 \text{ kg/cm}^2$ (11200 ksi)

Coefficiente de expansión térmica: $\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ }^\circ \text{C}$

B. Placa colaborante: (Productos de la empresa "ACERO - DECK")

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi)

Módulo de elasticidad: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 ksi)

C. Conectores de corte: (Productos de la empresa "ACERO - DECK")

Esfuerzo último de tensión: $F_u = 65 \text{ ksi}$ (4570 kg/cm²)

D. Pernos de alta resistencia y pernos de anclaje:

Esfuerzo último de tensión (ASTM A325): $F_u = 120 \text{ ksi}$ (8434 kg/cm²)

Esfuerzo último de tensión (ASTM A490): $F_u = 150 \text{ ksi}$ (10542 kg/cm²)

E. Soldadura estructural E70XX:

Esfuerzo último de tensión o resistencia: $F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$ (4920 kg/cm²)

4.3.4. Estructuración

Para precisar los sistemas estructurales de la estructura principal (esqueleto estructural) que conforma la edificación en sus 2 direcciones principales X y Y, se debe respetar los sistemas estructurales permitidos que muestra la tabla N° 6 de la NORMA E.030 (2016), la cual se muestra en la tabla 80.

Tabla 81 Sistema estructural de acero a utilizar en el proyecto

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: (E.030 – Tabla N° 6, 2016)

Un sistema especial de arriostres concéntricos se utiliza para el edificio. Este sistema fue seleccionado porque tiene mayor resistencia a la fuerza de corte del entrepiso producido por el sismo y es constructivamente más simple que el sistema de arcos excéntricos.

El factor de modificación de respuesta R de acuerdo con el estándar E-030-2016 es 8.

Con estos parámetros se propuso la siguiente estructuración.

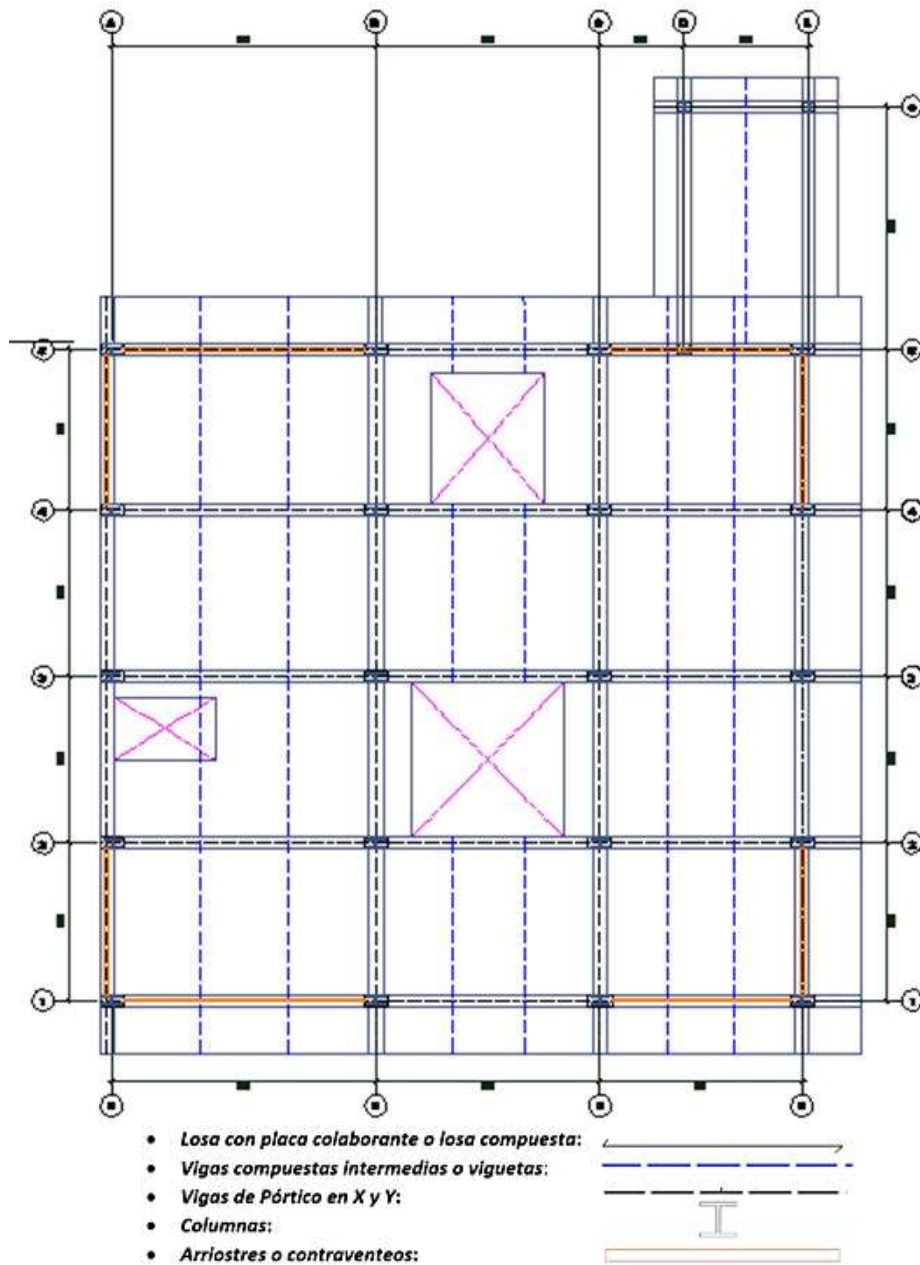
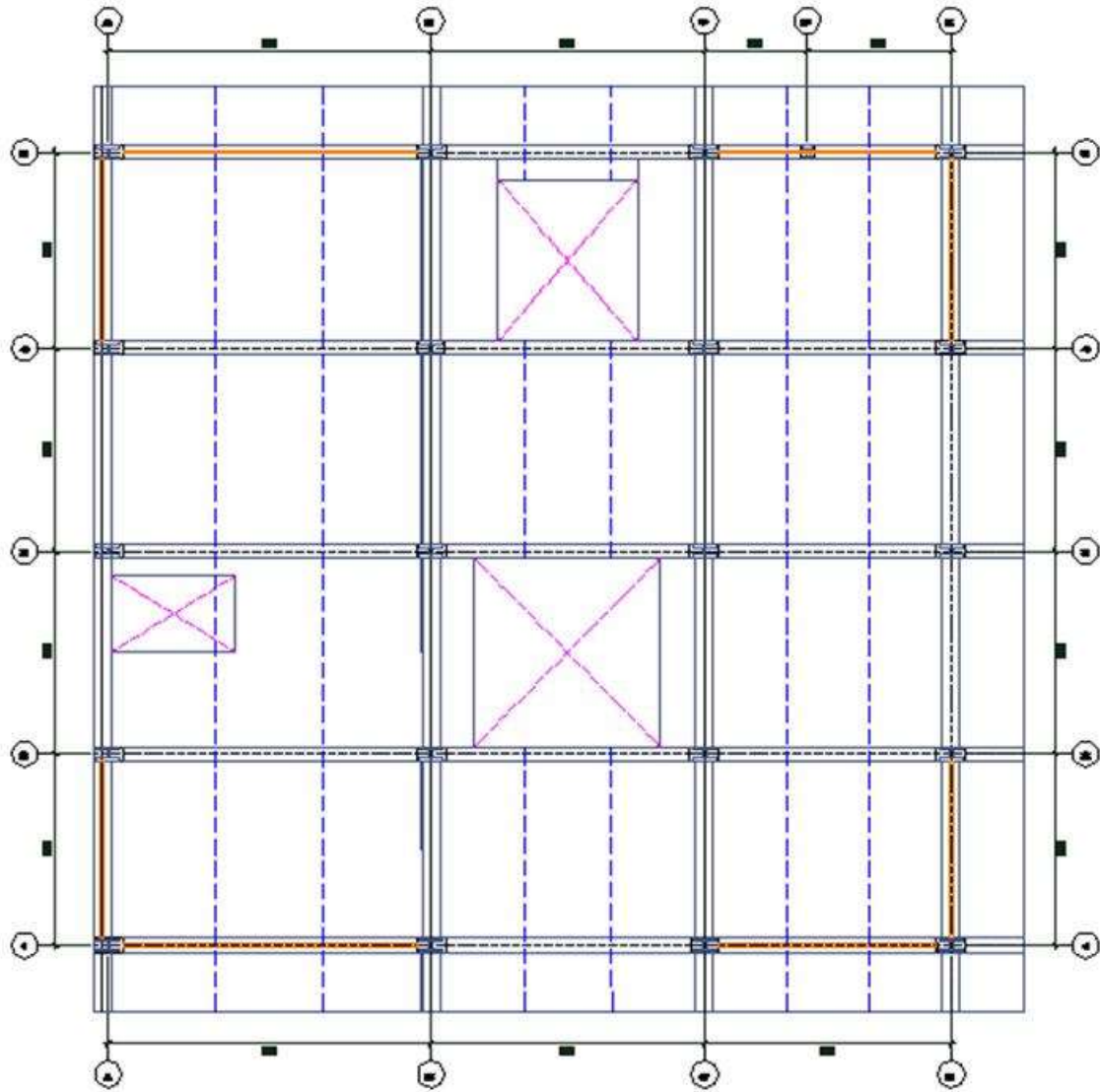


Figura 117 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas

Fuente: Elaboración Propia



Leyenda:



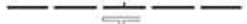


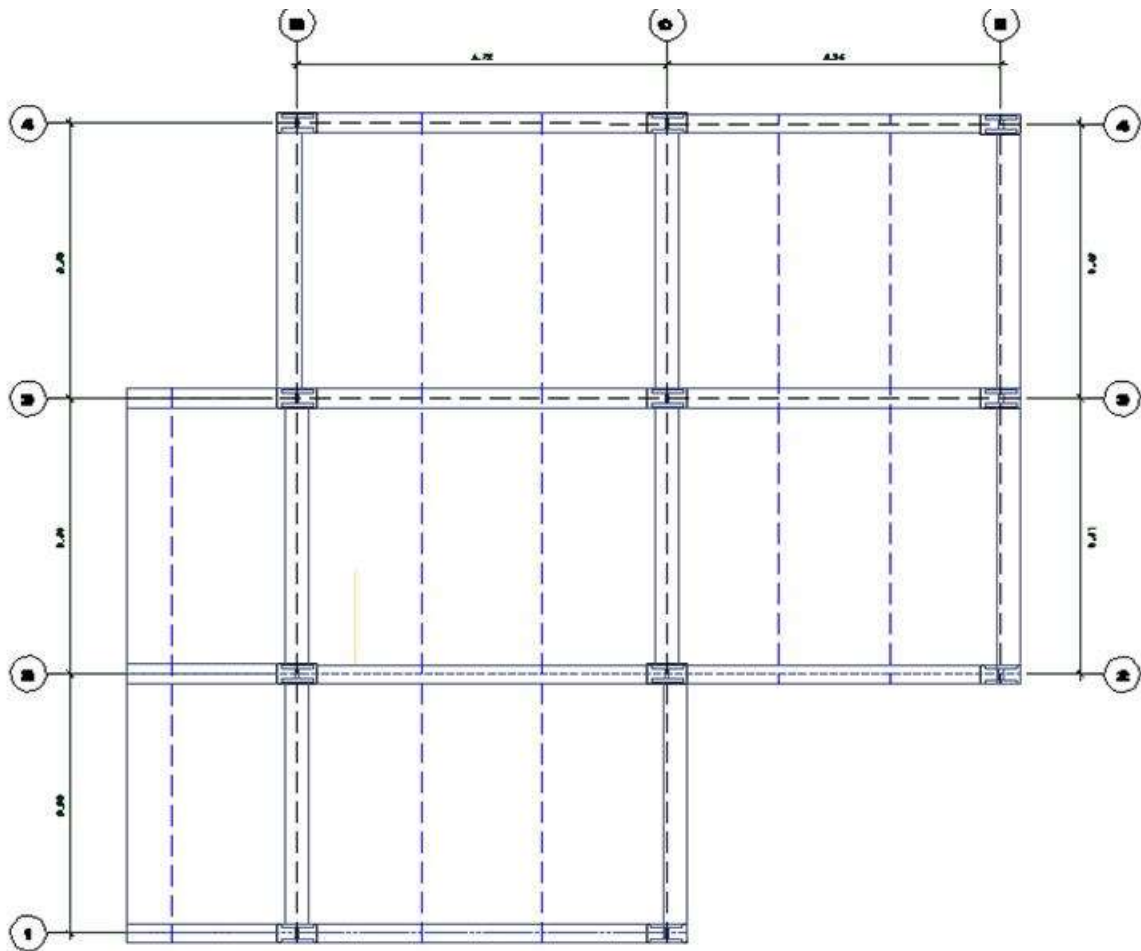
- *Losa con placa colaborante o losa compuesta:* 
- *Vigas compuestas intermedias o viguetas:* 
- *Vigas de Pórtico en X y Y:* 
- *Columnas:* 
- *Arriostres o contraventeos:* 

Figura 118 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas

Fuente: Elaboración Propia



Leyenda:






- *Losa con placa colaborante o losa compuesta:* 
- *Vigas compuestas intermedias o viguetas:* 
- *Vigas de Pórtico en X y Y:* 
- *Columnas:* 
- *Arriostres o contraventeos:* 

Figura 119 Vista en Planta de la posición de columnas y vigas

Fuente: Elaboración Propia

Los arriostres se colocan en la dirección X-X entre los ejes A-B y C-E en los ejes 1 y 2. En la dirección Y-Y se colocan entre los ejes 5 y 4, 1 y 2 en los ejes A y B.

4.3.5. Predimensionamiento

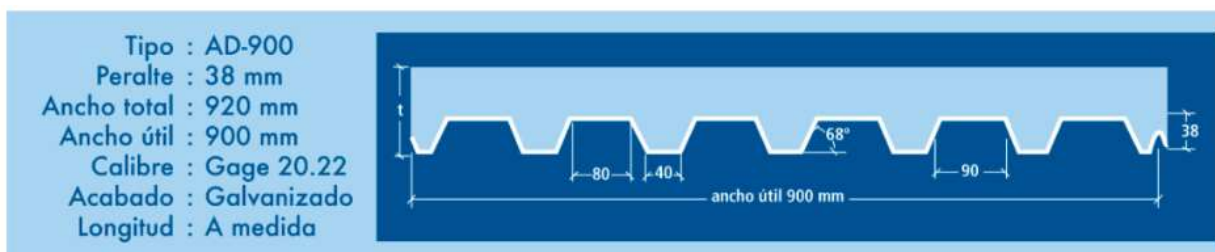
4.3.5.1. Losa con placa colaborante o losa compuesta

Para predimensionar el peralte o espesor de la losa compuesta (t cm) con placa colaborante del proyecto (para los 5 niveles será el mismo); además se tomó en cuenta lo siguiente:

- ✓ Se comenzará analizando con el calibre con propiedades menores de la sección de acero (por ser más económico), por ello se optó por utilizar un espesor de lámina o calibre gage 22, y si no se satisface los requerimientos de diseño será necesario utilizar un mayor calibre.
- ✓ Las luces libres entre vigas intermedias o apoyos interiores de la losa en lo concerniente al techo, son de 1.85 m entre los ejes A-B, 1.57 entre los ejes B-C, entre los ejes C-E son de 1.42 m y entre los ejes D-E son de 1.30 m.
- ✓ La sobrecarga o carga viva S/C = 200 kg/m² para pisos, S/C = 200 kg/m² para corredores y también se está considerando conservadoramente la S/C = 100 kg/m² para techos.

Entonces según los productos de ACERO – DECK (2018), elegimos la placa colaborante AD-900, debida a que nos ofrece menores espesores con los mismos requerimientos que las demás tipos de placas colaborantes. Ver tabla 82.

Tabla 82 Espesores de losa para placa colaborante AD-900, según calibre gage, luz libre (ml) y sobrecargas admisibles (kg/m²)



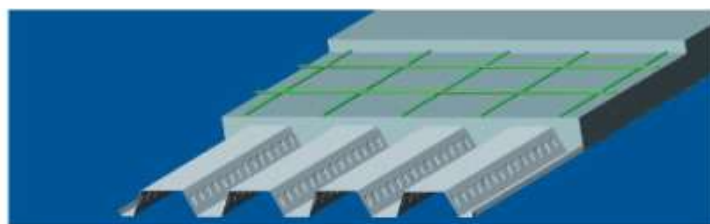
		SOBRE CARGA ADMISIBLE (kg/m ²)					
		CON CONCRETO (f'c = 210 kg/cm ²)					
Calibre Gage	L metros	Espesor de Losa (cm)					
		t = 9	t = 10	t = 11	t = 12	t = 13	t = 14
22	1.25	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	1552	1837	2000	2000	2000	2000
	2.00	1126	1339	1553	1766	1979	2000
	2.25	834	998	1163	1327	1491	1655
	2.50	625	755	884	1013	1142	1271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	681	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470

Fuente: (Manual ACERO - DECK, 2018)

Para un calibre o gage 22, con luces libres de 1.75 m, 1.70 m, 1.60 m y una sobrecarga admisible de tabla mayor a 400 kg/cm², la de menor espesor que cumple según la tabla 77 es de T = 10 cm. Sin embargo, será el diseño el que determine el espesor de la losa "T".

En conclusión el peralte o espesor de la losa compuesta es de T = 10 cm, siendo sus características las siguientes: Ver tabla 83.

Tabla 83 Características para placa colaborante AD-900, gage 22 y altura de losa (T = 10 cm)



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN ACERO

Calibre gage	Peso/Área kg/m ²	I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
22	9.16	25.01	16.42	10.99
20	10.93	30.36	19.92	13.34

PROPIEDADES DEL CONCRETO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Altura de losa (cm)	Volumen concreto m^3/m^2	Carga muerta Kg/m^2
9.00	0.067	161.30
10.00	0.077	185.30
11.00	0.087	209.30
12.00	0.097	233.30
13.00	0.107	257.30
14.00	0.117	281.30

Fuente: (Manual ACERO - DECK, 2018)

4.3.6.2. Vigas compuestas intermedias o viguetas

Para vigas compuestas tomaremos un predimensionamiento para el peralte de Luz/40.

Tabla 84 Predimensionamiento de viguetas para el proyecto del Primer al Quinto Piso

NOMENCLATURA DE LA VIGUETA	Luz Viga (m)	H= L/40	W elegido (h o d pulg)
PRIMER NIVEL			
VAB, VBC, VCE (EJE 1-2)	4.43	$0.12 = 4.72''$	W 6 x 9 (5.90 pulg)
VAB VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	$0.10 = 3.94''$	W 6 x 9 (5.90 pulg)
VAB VBC, VCE (EJE 4-5)	4.50	$0.12 = 4.72''$	W 6 x 9 (5.90 pulg)
VDE (EJE 5-6)	5.70	$0.15 = 5.91''$	W 6 x 12 (6.03 pulg)
SEGUNDO - QUINTO NIVEL			
VAB, VBC, VCE (EJE 1-2)	4.43	$0.12 = 4.72''$	W 6 x 9 (5.90 pulg)

VAB VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	0.10 = 3.94"	W 6 x 9 (5.90 pulg)
VAB VBC, VCE (EJE 4-5)	4.50	0.12 = 4.72"	W 6 x 9 (5.90 pulg)
AZOTEA			
VBC, VCE (EJE 1-2)	3.30	0.10 = 3.94"	W 6 x 9 (5.90 pulg)
VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	0.10 = 3.94"	W 6 x 9 (5.90 pulg)

Fuente: Elaboración Propia

4.3.6.3. Vigas de pórtico en X y Y

Cargas sobre las vigas:

Para el análisis de cargas se sigue el siguiente procedimiento:

- ✓ Las vigas se llevan el peso de la mitad de cada aligerado que sostengan, pues son aligerados en una sola dirección. Si algún muro o tabique está en el aligerado que sostiene la viga, la viga soportara la carga del tabique.

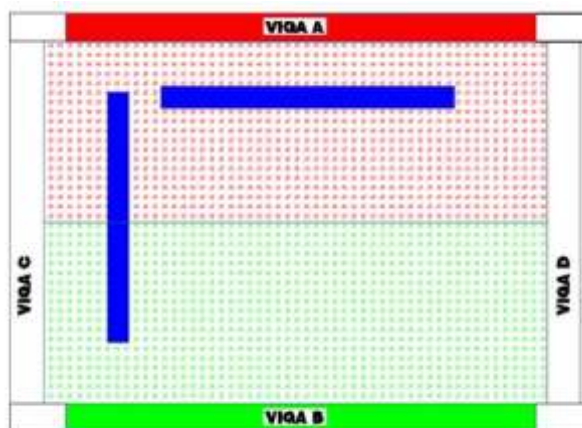


Figura 120 Distribución de cargas sobre vigas

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ En este caso el área verde es lo que sostiene la viga B y el área roja lo que sostiene la viga A.
- ✓ La figura azul corresponde a los muros de tabiquería, como se puede observar el tabique perpendicular a la línea media se divide en 2 áreas por lo que se repartirá en las 2 vigas considerando que el área del tabique que está en cada zona de influencia se ira como carga puntual a la viga a la que corresponde al área de carga.
- ✓ El tabique que esta paralelo a la viga se traslada como carga uniformemente repartida hacia la viga pero solo considerando la proyección de la longitud del tabique en la viga.

Para vigas de pórtico en X y Y como se asumirán no compuestas tomaremos un predimensionamiento para el peralte de la viga de:

- Vigas normales: Luz/20
- Vigas en volado: Luz/10

Tabla 85 Predimensionamiento de vigas de pórtico en X para el proyecto

NOMENCLATURA DE LA VIGA	Luz Viga (m)	H= L/10	W elegido (h o d pulg)
PRIMER NIVEL			
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES A-B)	5.56	0.60 = 23.62"	W 24X84 (24.70 pulg)
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES B-C)	4.71	0.50 = 19.69"	W 21X44 (20.66 pulg)
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES C-E)	4.25	0.45= 17.72"	W 21X44 (20.66 pulg)
V66 (EJE D-E)	2.61	0.30 = 11.81"	W 12 x 50 (12.19 pulg)
SEGUNDO - QUINTO NIVEL			
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES A-B)	5.56	0.60 = 23.62"	W 24X84 (24.70 pulg)

V11, V22, V33, V44, V55 (EJES B-C)	4.71	0.50 = 19.69"	W 21X44 (20.66 pulg)
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES C-E)	4.25	0.45= 17.72"	W 21X44 (20.66 pulg)
AZOTEA			
V11, V22, V33 (EJES B-C)	7.18	0.50 = 19.69"	W 21X44 (20.66 pulg)
V44 (EJES B-C)	4.72	0.45= 17.72"	W 21X44 (20.66 pulg)
V22, V33, V44, (EJES C-E)	4.25	0.45= 17.72"	W 21X44 (20.66 pulg)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 86 Predimensionamiento de vigas de pórtico en Y para el proyecto

NOMENCLATURA DE LA VIGA	Luz Viga (m)	H= L/20	W elegido (h o d pulg)
PRIMER NIVEL			
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	4.43	0.25 = 9.84"	W 10X45 (10.10 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50	0.20 = 7.87"	W 8X48 (8.50 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 4-5)	4.50	0.25= 9.84"	W 10X45 (10.10 pulg)
VDD Y VEE (EJE 5-6)	5.74	0.30 = 11.81"	W 12 x 50 (12.19 pulg)
SEGUNDO - QUINTO NIVEL			
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	4.43	0.25 = 9.84"	W 10X45 (10.10 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50	0.20 = 7.87"	W 8X48 (8.50 pulg)

VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 4-5) AZOTEA	4.50 0.25= 9.84"	W 10X45 (10.10 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	3.30 0.20 = 7.87"	W 8X48 (8.50 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50 0.20 = 7.87"	W 8X48 (8.50 pulg)
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 4-5)	3.49 0.20 = 7.87"	W 8X48 (8.50 pulg)

Fuente: Elaboración Propia

4.3.6.4. Columnas

Las columnas se predimensionarán por cargas de gravedad utilizando la siguiente expresión:

$$A_g \geq P_u / \phi_c F_{cr}$$

El diseño del sistema de acero estructural es influenciado por carga axial, mediante un valor que se llama de longitud efectiva de la columna; que es llamado por KL, donde L es la longitud de la columna, mientras que K es el factor por el cual debe multiplicarse para obtener su longitud efectiva.

Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de la columna.

A continuación vemos algunos valores correspondientes a los factores K:

5.6 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de una columna

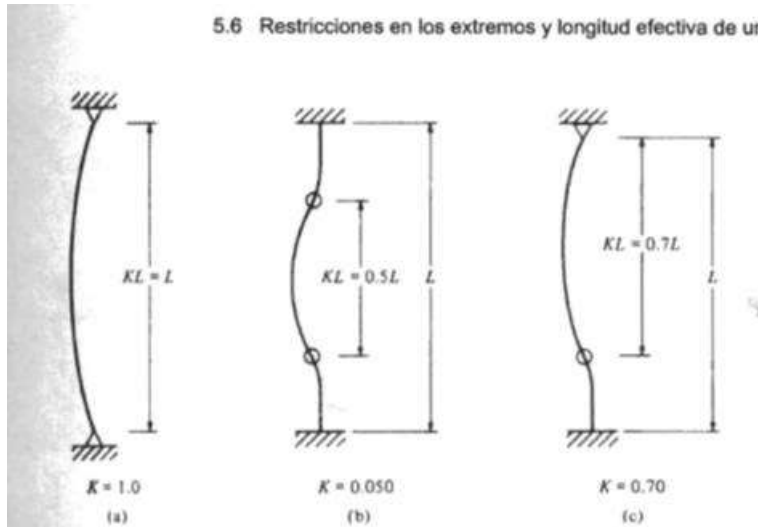


Figura 121 Valores de K (longitud efectiva de la columna)

Fuente: McCormac 2014

Cuando el sistema estructural se basa en un sistema de pórticos arriostrados el factor K es igual a 1.

La resistencia a la compresión de un elemento está dada por:

$$P_n = A_g \cdot F_{cr}$$

$$P_u = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

Pero el F_{cr} depende de cuan esbelta es la columna. Las columnas se dividen en cortas, intermedias y largas, y a medida que la columna sea corta tendrá mayor resistencia.

Esto se mide con la relación:

KL/r Siendo r el radio de curvatura propio de la sección.

Las fórmulas para hallar el F_{cr} se dividen en 2: Para ambas ecuaciones se define una variable:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

La siguiente formula es de carácter empírico y es para hallar el F_{cr} cuando está en el intervalo inelástico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) \times F_y \text{ para } \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación se presenta para el intervalo elástico y tiene la característica de multiplicarse por 0.877 por considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} \times F_y \text{ para } \lambda_c > 1.5$$

Se va a utilizar un $KL / r = 50$ para iniciar los cálculos:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{50}{\pi} \times \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.66$$

$$\text{Como } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{0.66^2}) \times 50 \rightarrow F_{cr} = 41.67 \text{ ksi}$$

Las columnas también deben cumplir el requerimiento del AISC para sistemas de arriostres concéntricos especiales en las que las relaciones ancho – espesor de las columnas cuadradas deben ser menores al valor de la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$$

Y para las columnas de perfil W se debe tener:

$$\text{Ala} = \frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$$

$$\text{Alma} = \frac{\text{Largo}}{\text{Espesor}} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$$

Se toma como ejemplo la columna C14 que tiene mayor carga y tomada como ejemplo en el análisis del diseño con concreto armado, que es la que está en la intersección entre los ejes 3 y B:

Considerando una relación de esbeltez de $Kl/r = 50$ para predimensionamiento, con lo que resulta un esfuerzo crítico de pandeo $F_{cr} = 2929.69 \text{ kg/cm}^2$ y un $\phi_c = 0.90$.

Tabla 87 Cargas obtenidas del análisis para la columna a diseñar

Carga	Carga axial : Ps (ton)
Carga Muerta (CM)	50.01
Carga Viva (CV)	13.52
TOTAL 1.2 CM+1.6 CV	81.64

Fuente: Elaboración Propia

$$A_g \geq \frac{81640}{0.9 \times 2929.69} = 30.96 \text{ cm}^2 = 4.80 \text{ pulg}^2$$

Se elegirá una columna de W24x84 de $F_y = 50 \text{ ksi}$. Las propiedades de esta sección son:

Radio de giro: $R_y = 1.95 \text{ pulg}$.

Área: 24.70 Pulg^2 .

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 118.11 \text{ pulg}}{1.95 \text{ pulg}} = 60.57$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{60.57}{\pi} \times \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.80$$

$$\text{Como } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{0.80^2}) \times 50 \rightarrow F_{cr} = 38.25 \text{ ksi}$$

$$P_n = \phi_c \times A_g \times F_{cr} = 0.9 \times 24.70 \times 38.25 = 850.30 \text{ kips} = 386.50 \text{ Ton}$$

Para efectos de diseño del primer nivel. se toma como ejemplo la columna C20 que tiene mayor carga y tomada como ejemplo en el análisis del diseño con concreto armado, que es la que está en la intersección entre los ejes 5 y D:

Considerando una relación de esbeltez de $Kl/r = 50$ para predimensionamiento, con lo que resulta un esfuerzo crítico de pandeo $F_{cr} = 2929.69 \text{ kg/cm}^2$ y un $\phi_c = 0.90$. Con una carga de 37277 kg

$$A_g \geq \frac{37277}{0.9 \times 2929.69} = 14.14 \text{ cm}^2 = 2.19 \text{ pulg}^2$$

Se elegirá una columna de W10x12 de $F_y = 50 \text{ ksi}$. Las propiedades de esta sección son:

Radio de giro: $R_y = 0.79 \text{ pulg}$.

Área: 3.54 Pulg^2 .

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 118.11 \text{ pulg}}{0.79 \text{ pulg}} = 149.51$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{149.51}{\pi} \times \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.12$$

$$\text{Como } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{cr} = (0.658^{0.12^2}) \times 50 \rightarrow F_{cr} = 49.70 \text{ ksi}$$

$$P_n = \phi_c \times A_g \times F_{cr} = 0.9 \times 3.54 \times 49.70 = 158.34 \text{ kips} = 71.82 \text{ Ton}$$

Tabla 88 Predimensionamiento de columnas para el proyecto

NOMENCLATURA DE COLUMNA	Pu (ton) asumido	Ag (cm²)	W Elegido
C01 A LA C19	386.50	159.35 (24.70 pulg ²)	W24X84
C20	71.82	14.14 (2.19 pulg ²)	W10x12
C21	386.50	159.35 (24.70 pulg ²)	W24X84
C22, C23	71.82	14.14 (2.19 pulg ²)	W10x12

Fuente: Elaboración Propia

4.3.6.5. Arriostres o contraventeos

Los arriostres o contraventeos se predimensionarán asumiendo perfiles tubulares HSS tanto para el eje X como para el eje Y, se eligieron de acuerdo al criterio del tesista los siguientes perfiles HSS:

Tabla 89 Predimensionamiento de arriostres o contraventeos

Nomenclatura arriostre en X	HSS elegido
A1 -X	HSS 6X6X1/2
A2 -X	HSS 6X6X1/2
Nomenclatura arriostre en Y	HSS elegido
A1 -Y	HSS 6X6X1/2
A2 -Y	HSS 6X6X1/2
A3 -Y	HSS 6X6X1/2

Fuente: Elaboración Propia

4.3.7. Medrado de cargas

4.3.7.1. Losa con placa colaborante o losa compuesta

El medrado de cargas para la losa con placa colaborante que se realizará a modo de ejemplo será para la losa "LC - 8" que es típica del 1er al 5to piso.

Se está tomando el medrado de cargas con el peralte o espesor de losa (t cm) igual a 10 cm, que es el peralte predimensionado.

Tabla 90 Medrado por cargas de gravedad para la losa con placa colaborante del 1º al 5º piso LC-8

CARGA MUERTA (CM)			
Elemento	Peso Unitario	Ancho Tributario	Peso (kg/m) = P.U x AT
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 kg/m ²	0.13 m (por vigueta de losa)	1.19 kg/m
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²	0.13 m	24.09 kg/m
Piso Terminado	100 kg/m ²	0.13 m	13.00 kg/m
Tabiquería de muro drywall	60 kg/m ²	0.13 m	7.80 kg/m
Carga muerta total (CM)			46.08 kg/m
CARGA VIVA (CV)			
Peso Unitario	Peso Unitario	Peso Unitario	Peso (kg/m) = P.U x AT
S/C Viviendas	200 kg/m ²	0.13 m	26.00 kg/m
Carga viva total (CV)			26.00 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

4.3.7.2. Viga compuesta intermedia o vigueta

La combinación de carga para el método LRFD que producirá el efecto más crítico o la carga que gobernara, W_u , en el diseño de las vigas compuestas intermedias, será:

- ✓ Para el primer hasta el quinto nivel será la combinación 2 - $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$, aquí no se toma en cuenta las cargas L_r , S y R , ya que estas cargas solo actúan a partir del tercer nivel. Por lo que la combinación 2 quedaría reducida a $1,2D + 1,6L$.
- ✓ Para el sexto nivel o azotea será la combinación 3 - $1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$, aquí no se toma en cuenta la carga L , y de las cargas L_r , S y R se toma la mayor (L_r se tomara en este caso por ser la mayor). Por lo que la combinación 3 quedaría reducida a $1,2D + 1,6L_r$

El medidor de carga para la viga compuesta intermedia que será hecho a modo de ejemplo será para la viga más crítica que es el "VAB (EJE 4-5)" que es típico del 1º al 5º piso. El medidor de carga se obtiene con el perfil $W10X45$, que es aquel con el que se atendió el perfil de predimensionamiento. Además, se considera que la carga viva del techo será igual a la carga viva de los pisos $S / C = 200 \text{ kg} / \text{m}^2$. De acuerdo con el diseño de vigas compuestas intermedias, el metrado se hace para condiciones antes y después de que el concreto se endurezca.

**VIGA COMPUESTA INTERMEDIA DEL 1ER AL 5TO PISO: VAB –
EJE 4-5**

Tabla 91 Metrado por cargas de gravedad para la vigueta antes que el concreto haya endurecido

CARGA MUERTA (CM)				
Elemento	Peso Unitario	Ancho Tributario	Peso (kg/m) = P.U x AT	
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 kg/m ²	1.57 m	14.38 kg/m	
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²	1.57 m	290.92 kg/m	
	45 lb/ft Manual AISC			
Peso de la viga de diseño final (W10x45)	1 lb/ft = 1.4650 kg/m		65.93 kg/m	
	45 lb/ft = 65.93 kg/m			
Carga muerta total (CM)			371.23 kg/m	
CARGA VIVA (CV)				
Peso Unitario	Peso Unitario	Peso Unitario	Peso (kg/m) = P.U x AT	
Peso de la Construcción	100 kg/m ²	2.15 m	215.00 kg/m	
Carga viva total (CV)			215.00 kg/m	

Fuente: Elaboración Propia

**VIGA COMPUESTA INTERMEDIA DEL 1ER AL 5TO PISO: VAB –
EJE 4-5**

Tabla 92 Metrado por cargas de gravedad para la vigueta después del concreto endurecido

CARGA MUERTA (CM)			
Elemento	Peso Unitario	Ancho Tributario	Peso (kg/m) = P.U x AT
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 kg/m ²	1.57 m	14.38 kg/m
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²	1.57 m	290.92 kg/m
	45 lb/ft Manual AISC		
Peso de la viga de diseño final (W10x45)	1 lb/ft = 1.4650 kg/m		65.93 kg/m
	45 lb/ft = 65.93 kg/m		
Piso terminado	100 kg/m ²	1.57	157.00 kg/m
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²	1.57	94.20 kg/m
	Carga muerta total (CM)		622.43 kg/m
CARGA VIVA (CV)			
Peso Unitario	Peso Unitario	Peso Unitario	Peso (kg/m) = P.U x AT
S/C Viviendas	200 kg/m ²	2.15 m	430.00 kg/m
	Carga viva total (CV)		430.00 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

4.3.7.3. Esqueleto Estructural

Debido a que solo se modelara el esqueleto estructural en el programa, se metrarán las cargas de gravedad de las vigas de pórtico tanto en X como en Y. Para lo cual el metrado de cargas que se realizara a modo de ejemplo será para la viga más crítica tanto en X como en Y. Por lo tanto, para X será la la viga “V44 – EJE AB” con el perfil W 21X44 y para el eje Y la viga “VBB – EJE 34” con el perfil W 10X45 los cuales son los perfiles del predimensionamiento.

VIGA DE PÓRTICO EN X DEL 1ER Y 5to PISO: V44 - EJE AB

Tabla 93 Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en X

CARGA MUERTA (CM)			
Elemento	Peso Unitario	Ancho Tributario	Peso (kg/m) = P.U x AT
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 kg/m ²	3.43 m	31.42 kg/m
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²	3.43 m	635.58 kg/m
	44 lb/ft Manual AISC		
Peso de la viga de diseño final (W21x44)	1 lb/ft = 1.4650 kg/m		64.46 kg/m
	44 lb/ft = 64.46 kg/m		
Piso terminado	100 kg/m ²	3.43	343.00 kg/m

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²	3.43	205.80 kg/m
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		105 kg/m
Carga muerta total (CM)			1385.26 kg/m
CARGA VIVA (CV)			
Peso Unitario	Peso Unitario	Peso Unitario	Peso (kg/m) = P.U x AT
S/C Viviendas	200 kg/m ²	3.43 m	686.00 kg/m
Carga viva total (CV)			686.00 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

VIGA DE PÓRTICO EN Y DEL 1ER Y 5to PISO: VBB - EJE 34

Tabla 94 Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en Y

CARGA MUERTA (CM)			
Elemento	Peso Unitario	Ancho Tributario	Peso (kg/m) = P.U x AT
	45 lb/ft Manual AISC		
Peso de la viga de diseño final (W10x45)	1 lb/ft = 1.4650 kg/m		65.93 kg/m
	45 lb/ft = 65.93 kg/m		
Piso terminado	100 kg/m ²	0.16	16.00 kg/m
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²	0.16	9.60 kg/m

Carga muerta total (CM)			91.53 kg/m
CARGA VIVA (CV)			
Peso Unitario	Peso Unitario	Peso Unitario	Peso (kg/m) = P.U x AT
S/C Viviendas	200 kg/m ²	0.16m	32.00 kg/m
Carga viva total (CV)			32.00 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

A. Metrado de columnas

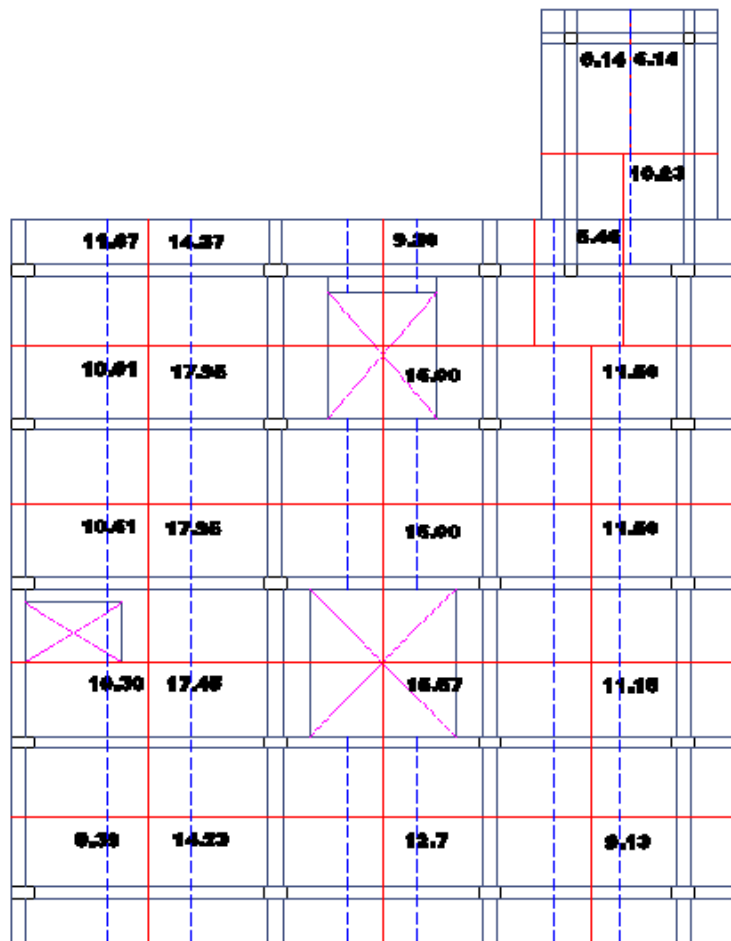


Figura 122 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Primer Piso

Fuente: Elaboración Propia

Para calcular las cargas de cada elemento por metro cuadrado, se hallarán los pesos y se dividirán por el área tributaria del elemento vertical.

Nota: Se realizo el metrado de columnas y son parte de los anexos de la presente tesis.

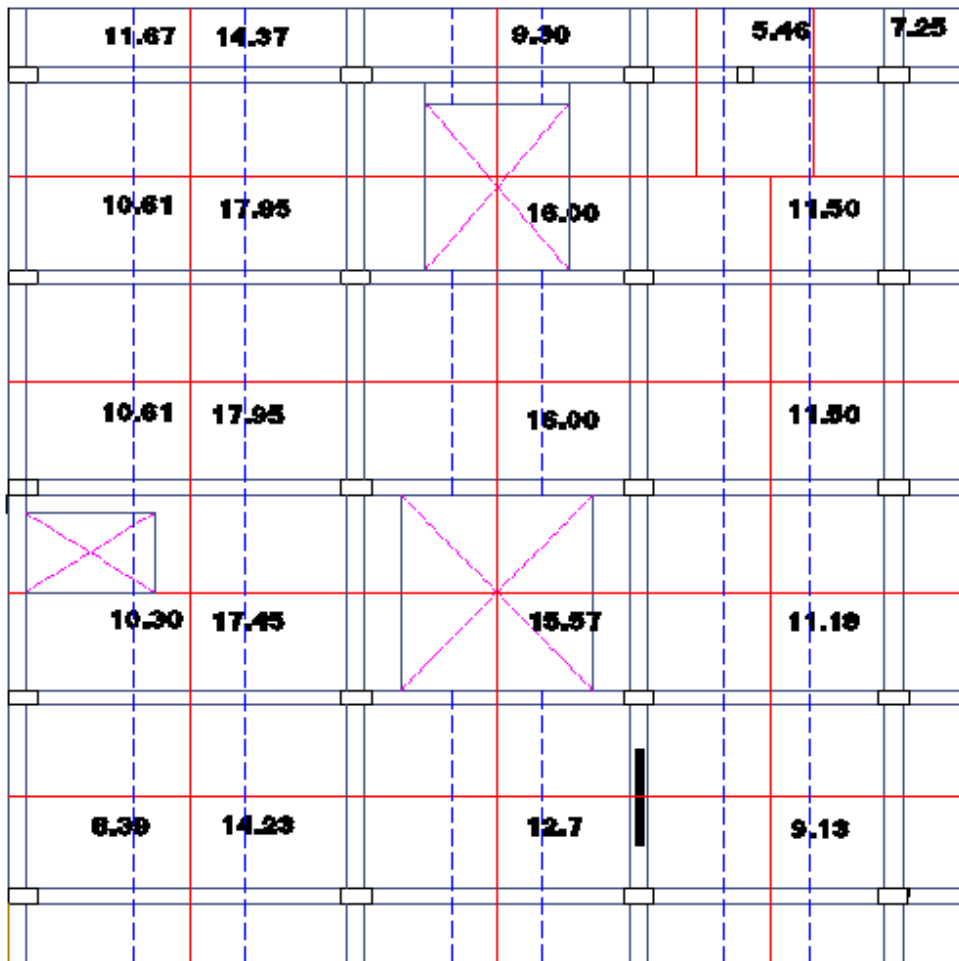


Figura 123 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – 2 al 5 Piso.

Fuente: Elaboración propia

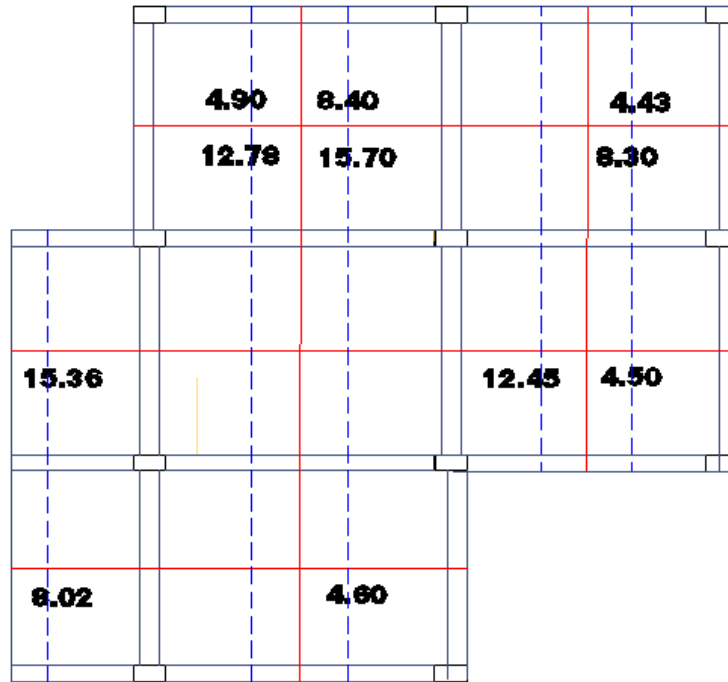


Figura 124 Ubicación en planta y área de tributaria de Columnas – Azotea.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 95 Cálculo de las cargas acumuladas en servicio

NIVEL	CM (TON)	CV (TON)	TOTAL	TOTAL ACUMULADO
Azotea	45.15	20.93	66.08	66.08
Piso 5	118.13	51.84	169.97	236.05
Piso 4	118.13	51.84	169.97	406.02
Piso 3	118.13	51.84	169.97	575.99
Piso 2	118.13	51.84	169.97	745.96
Piso 1	120.44	54.96	175.40	921.36

Fuente: Elaboración Propia

4.3.7.4. Metrado de cargas de viento

Velocidad de diseño

Para Huancayo la velocidad de diseño hasta 10 m de altura es de 5 km/h.

$$V_h = h/V$$

$$V = 5 \text{ km/h}, h = 16.00 \text{ m}$$

$$V_h = 16/5 = 5.54 \text{ km/h}$$

Presión Dinámica

$$P_h = 0.005 C \times V_h^2$$

$$P_h = 0.15C$$

Coefficiente de presión

$$C_{pe1} = 0.8 \text{ (barlovento)}$$

$$C_{pe2} = -0.7 \text{ (sotavento)}$$

$$C_{pe3} = -0.6 \text{ (sotavento)}$$

Como la estructura se considera cerrada ($n=0$), las presiones interiores se tomarán en cuenta en el C_{pi} más desfavorable.

$$C_{pi} = \pm 0.3$$

El efecto combinado de las presiones exteriores e interiores se toma aplicando.

$$C = C_{pe} - C_{pi}$$

$$C_1 = 0.5 \text{ o } 1.1 = 1.1$$

$$C2 = -1 \text{ o } -0.4 = -0.4$$

$$C3 = -0.9 \text{ o } -0.3 = -0.3$$

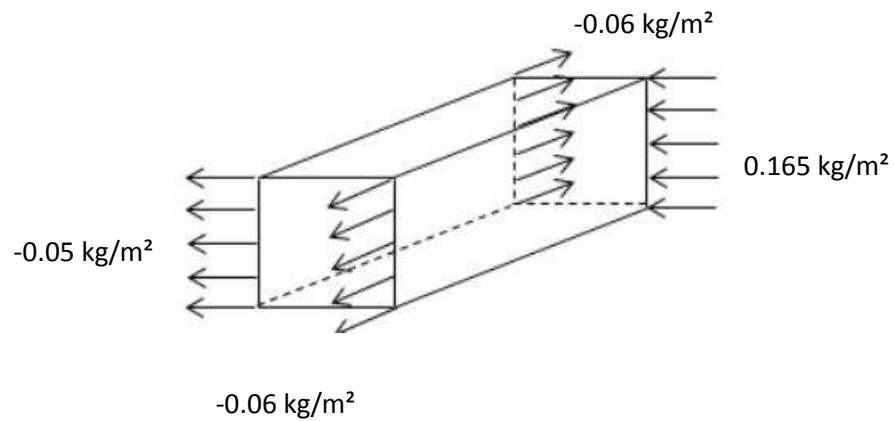
Presiones

$$P1 = 0.165 \text{ kg/m}^2 \text{ (barlovento)}$$

$$P2 = -0.06 \text{ kg/m}^2 \text{ (sotanvento)}$$

$$P3 = -0.045 \text{ kg/m}^2 \text{ (sotanvento)}$$

Diagrama



4.3.8. Modelacion y analisis estructural

4.3.8.1. Losa con placa colaborante o losa compuesta

Se idealizaran como vigas continuas debido a que presenta 05 apoyos y el análisis estructural se realizó con el programa SAFE. La idealización y análisis estructural para la losa con placa colaborante que se realizara a modo de ejemplo será para la losa "LC – ENTRE C-D" que es típica del 1er al 5to piso.

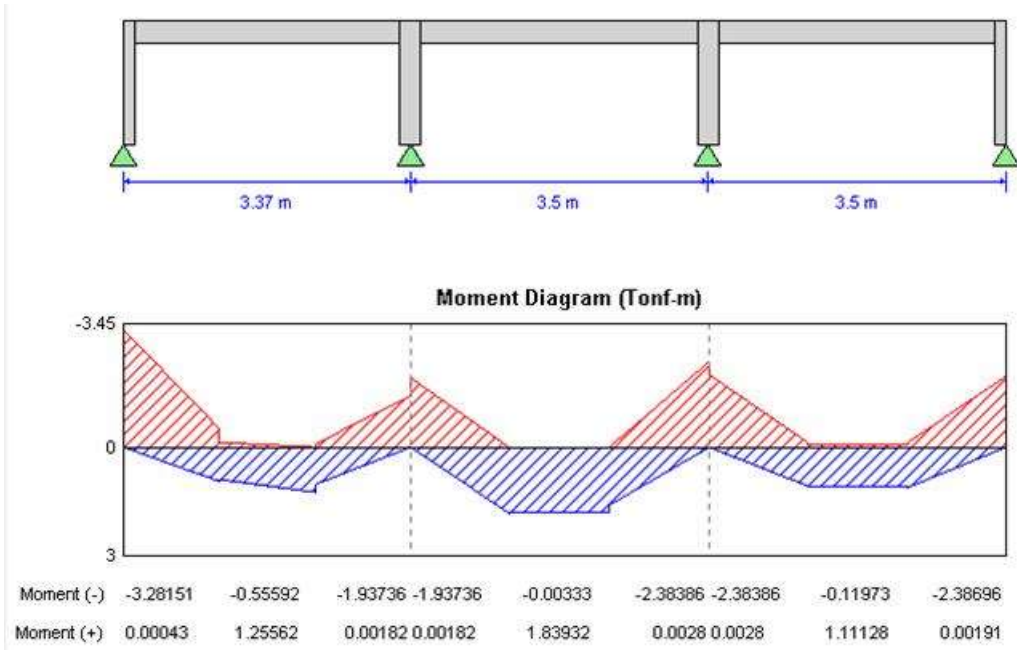


Figura 125 detalle de seccion de losa colaborante y momento flector (Ic de los ejes 1-4)

Fuente: Elaboración Propia

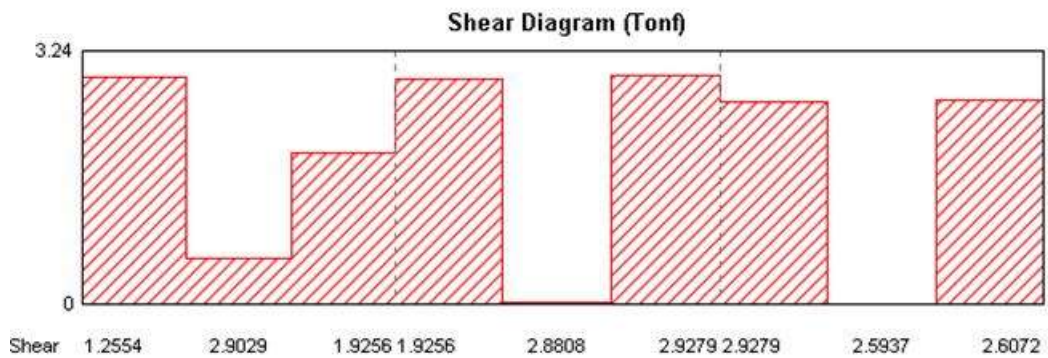


Figura 126 detalle de fuerza cortante (Ic de los ejes 1-4)

Fuente: Elaboración Propia

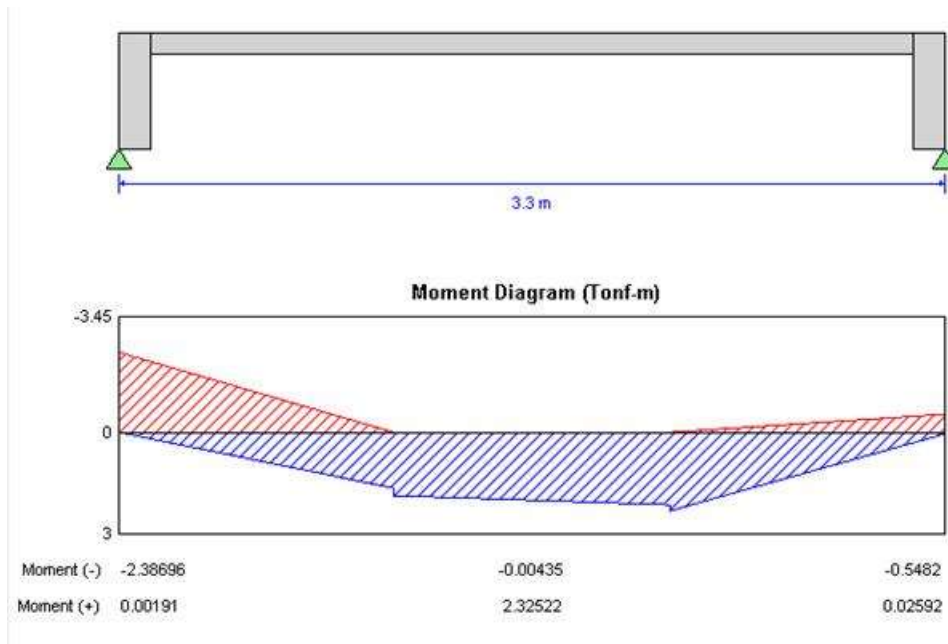


Figura 127 detalle de seccion de losa colaborante y momento flector (Ic de los ejes 4-5)

Fuente: Elaboración Propia

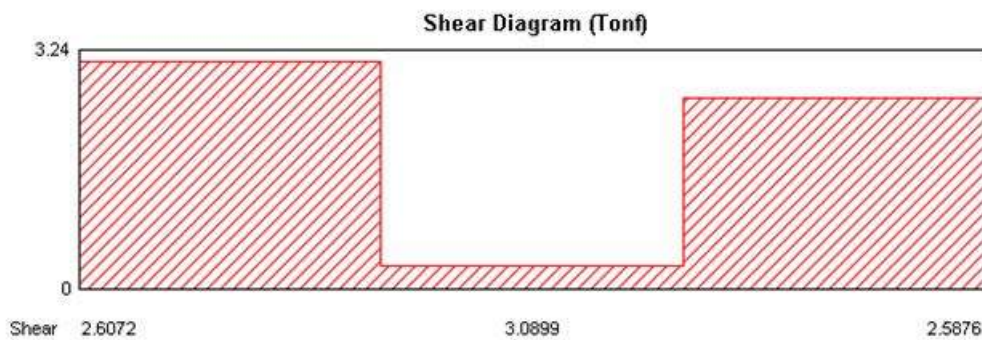


Figura 128 detalle de fuerza cortante (Ic de los ejes 4-5)

Fuente: Elaboración Propia

4.3.8.2. Viga compuesta intermedia o vigueta

Idealizado como vigas simplemente apoyadas en 2 soportes, porque no hay continuidad en varias secciones. Por lo tanto, el análisis estructural se realizará para tal condición. La idealización y análisis estructural de la vigueta que será hecha a modo de ejemplo será para la más crítica "VAB (EJE 4-5)", típico del 1º al 5º piso.

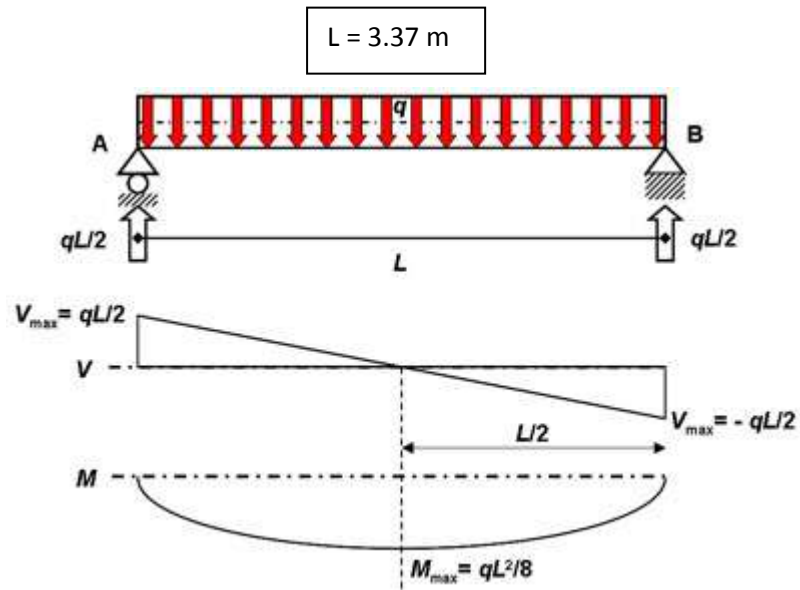
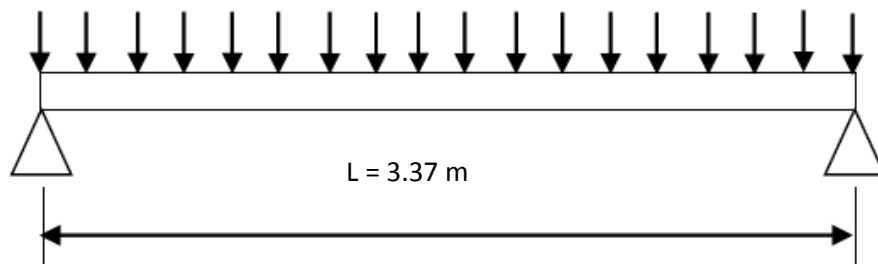


Figura 129 Idealización de viguetas simplemente apoyadas para el proyecto

Fuente: Elaboración propia

$$W_u = 0.59 - 1.05 \text{ ton/m}$$



Antes de que el concreto haya endurecido:

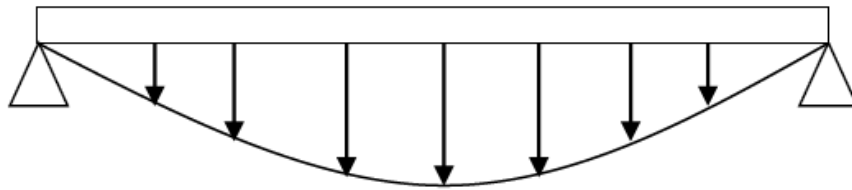
$$M_{u \max} = \frac{W_u x L^2}{8} = \frac{0.59 \times 3.37^2}{8} = 0.84 \text{ ton} \cdot \text{m} \cong 6.09 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Después de que el concreto haya endurecido:

$$Mu_{max} = \frac{W_{ux}L^2}{8} = \frac{1.05 \times 3.37^2}{8} = 1.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \cong 10.80 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$Vu_{max} = \frac{W_{ux}L}{2} = \frac{1.05 \times 3.37}{2} = 1.77 \text{ ton} \cong 3.89 \text{ kip}$$

$$Mu = 0.84 - 1.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



Esfuerzo admisible (), se asume que la sección es no compacta

4.3.8.3. Esqueleto Estructural

Para realizar la modelación estructural en el programa se deben seguir los siguientes pasos: 1) Definir la geometría de la estructura en planta y elevación; 2) Definir el tipo de material y los perfiles W y HSS predimensionados que conformaran el esqueleto estructural (columnas, vigas en "X" y "Y" y arriostres); 3) Definir los tipos de apoyos en la base, 4) Asignación de cargas de gravedad solo a las vigas en X y Y.

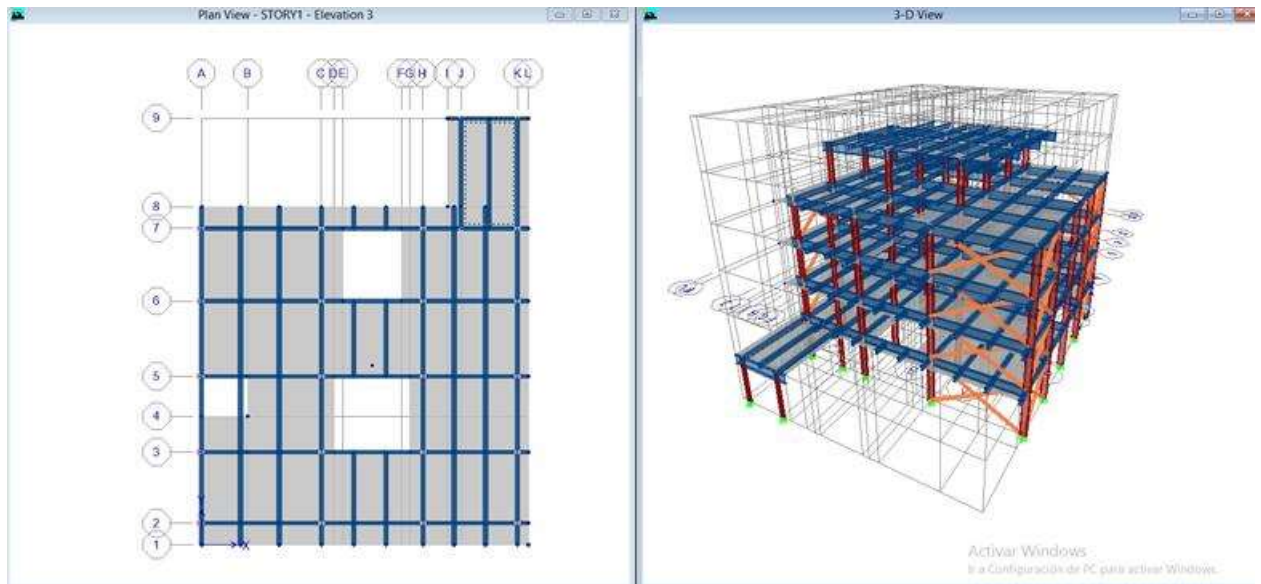


Figura 130 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS

Fuente: Elaboración propia

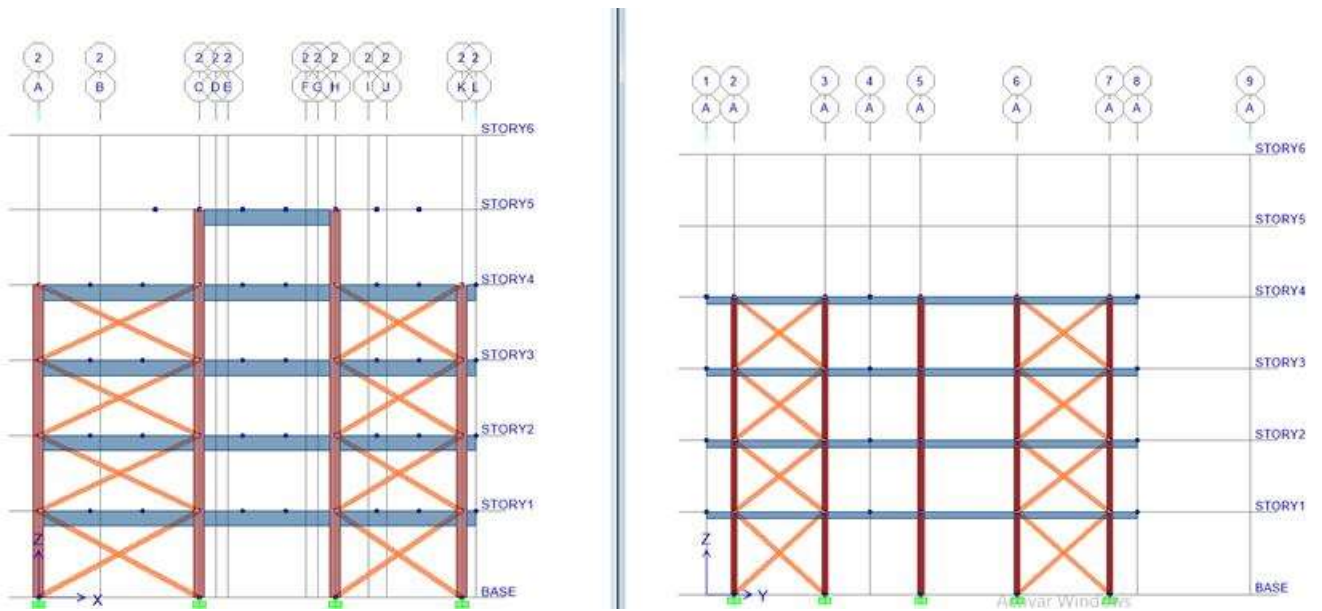


Figura 131 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales

Fuente: Elaboración propia

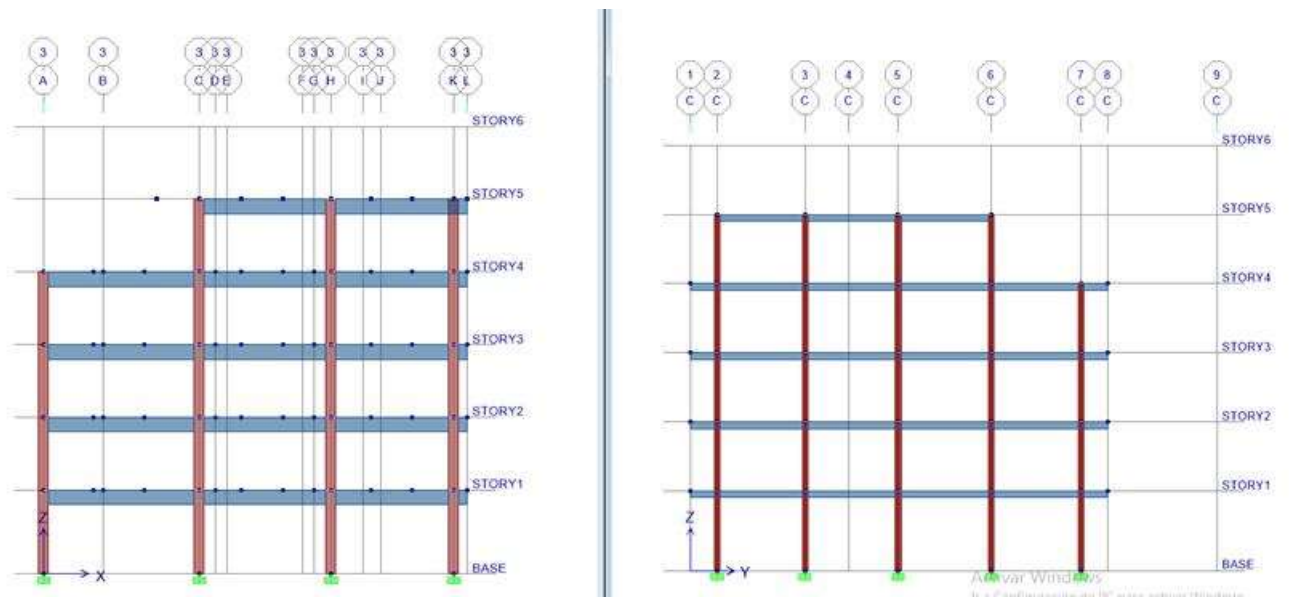


Figura 132 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales

Fuente: Elaboración propia

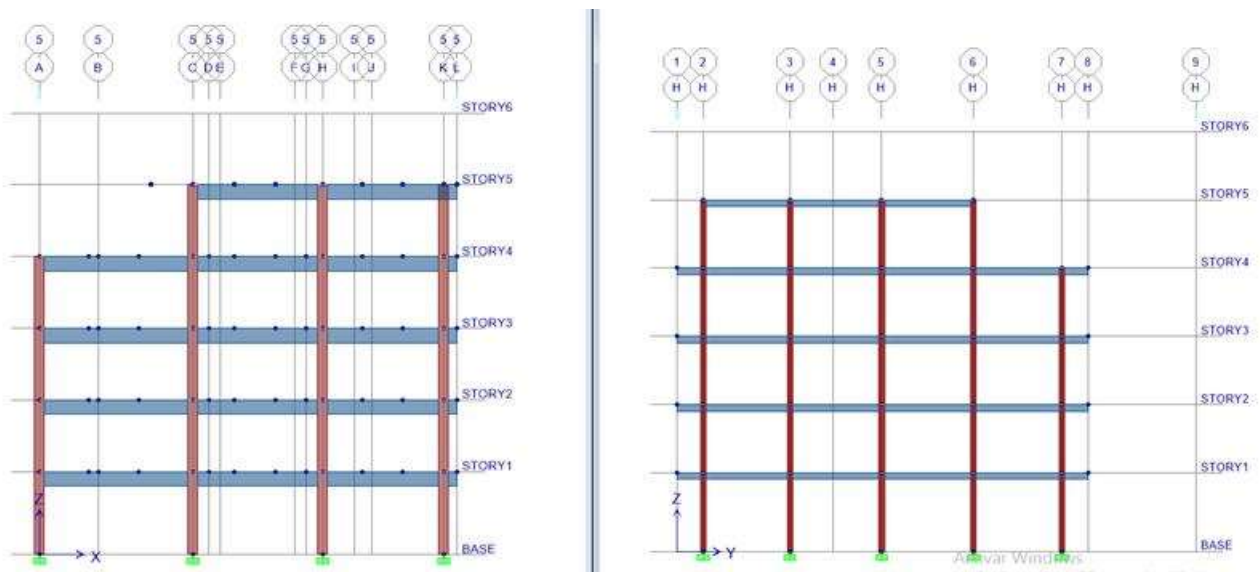


Figura 133 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales

Fuente: Elaboración propia

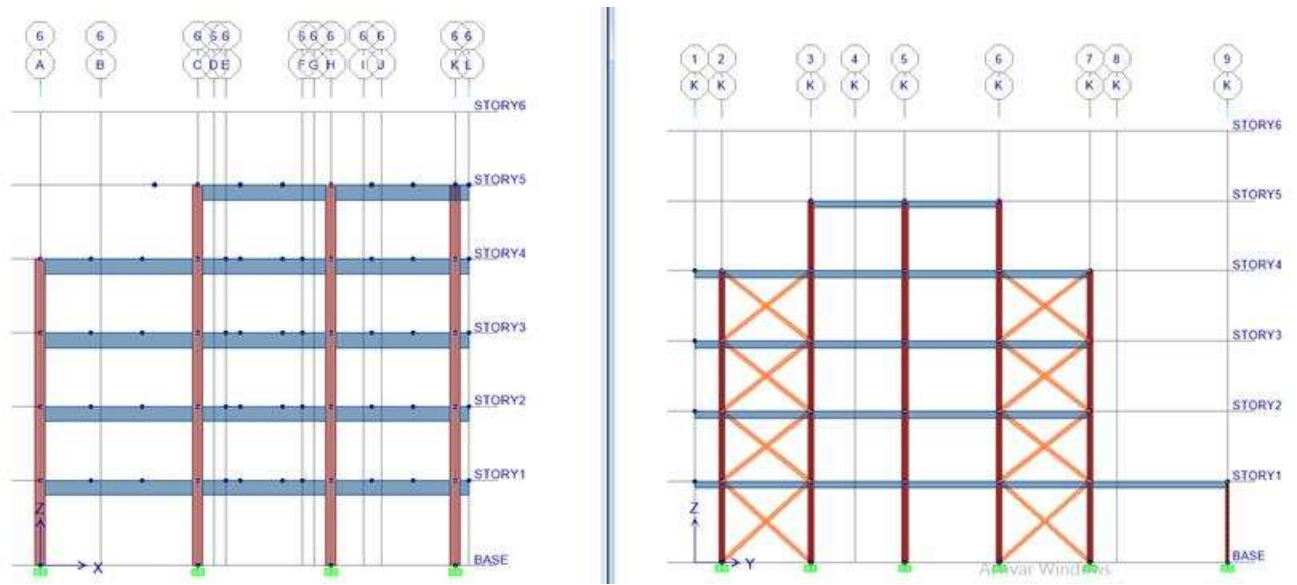


Figura 134 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Vistas Laterales

Fuente: Elaboración propia

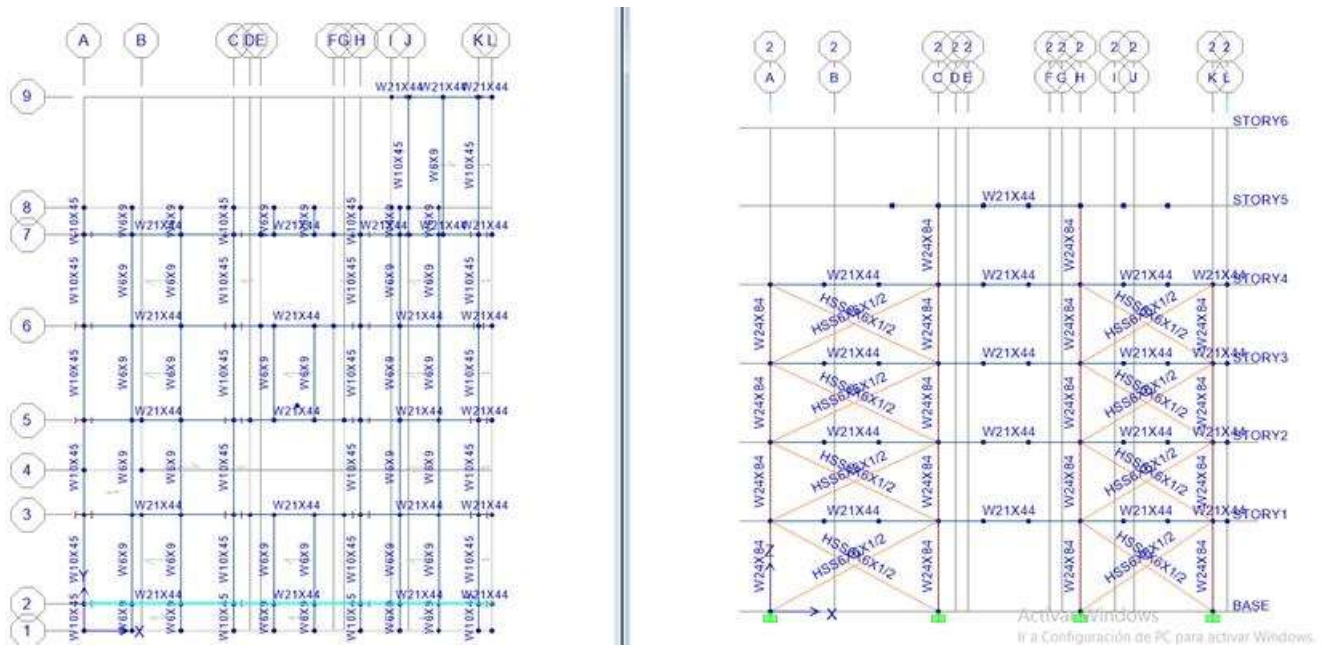


Figura 135 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados

Fuente: Elaboración propia

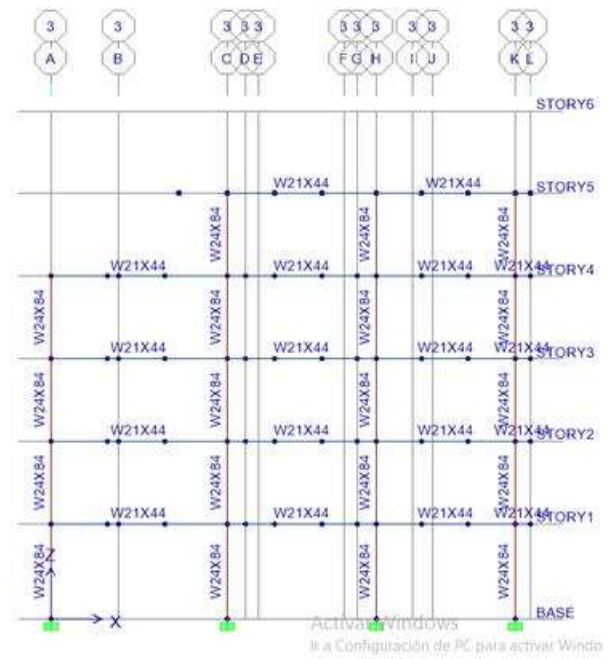
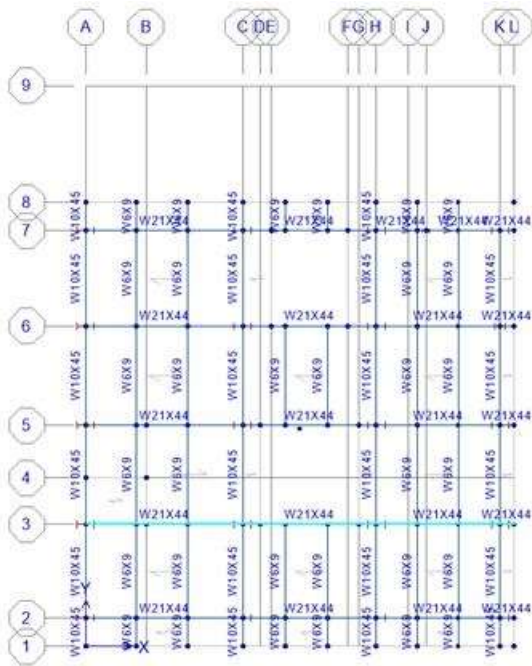


Figura 136 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados

Fuente: Elaboración propia

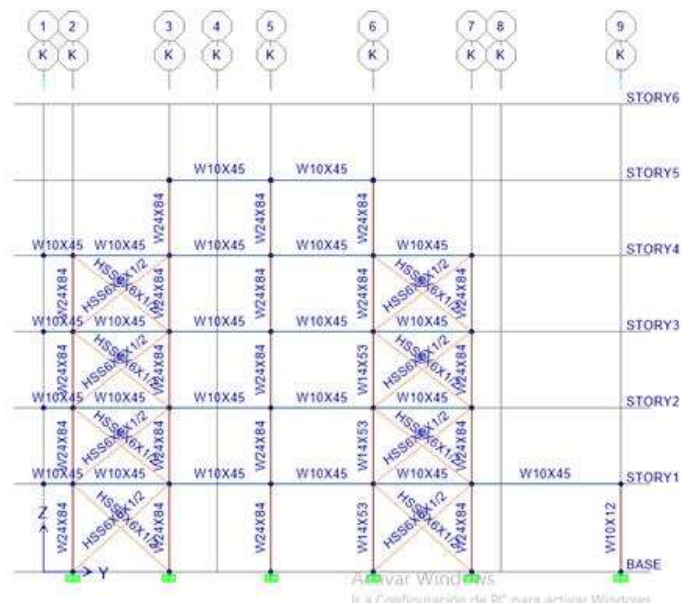
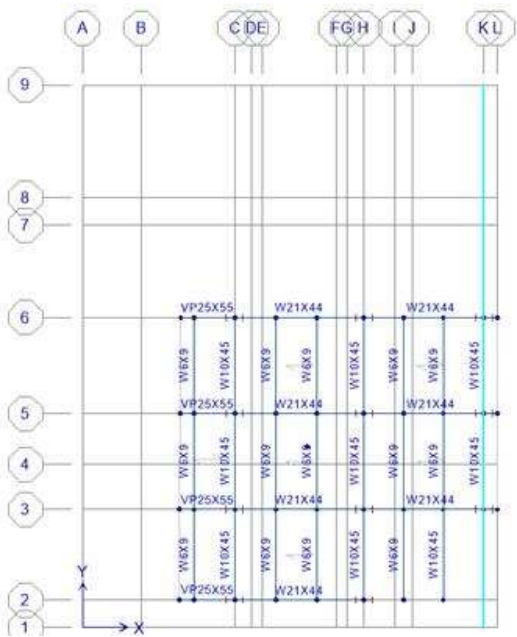


Figura 137 Esqueleto Estructural para el proyecto ETABS – Elementos estructurales predimensionados

Fuente: Elaboración propia

Para el prediseño de las vigas principales se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

EJE X-X : VIGA DE PÓRTICO EN X DEL 1ER Y 5to PISO: V44 - EJE AB

Longitud Libre = 4.71 m

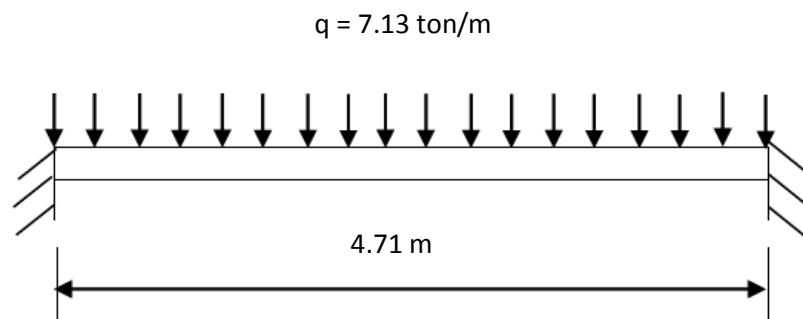
Ancho Tributario = 3.43 m

CARGAS DE DISEÑO

Wd = 1.39 ton/m

Wl = 0.69 ton/m

q = (2.08 ton/m) x 3.43 = 7.13 ton/m



CALCULO DEL MOMENTO ULTIMO

$$M_u^{(-)} = \frac{q \times l^2}{12}$$

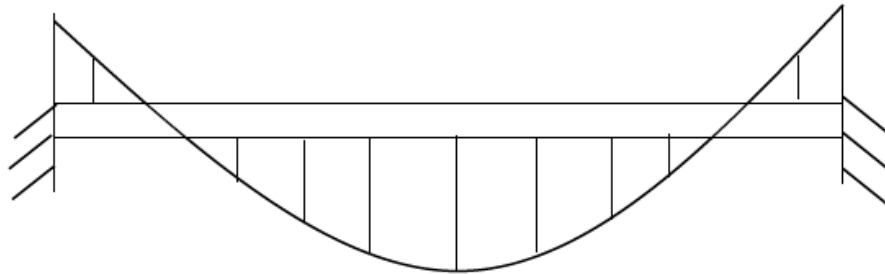
$$M_u^{(-)} = \frac{7.13 \times 4.71^2}{12} = 13.81 \text{ ton.m} = 95.56 \text{ kip.ft}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{q \times l^2}{24}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{7.13 \times 4.71^2}{24} = 6.59 \text{ ton.m} = 47.78 \text{ kip.ft}$$

Mu (-)= 13.81 ton.m

Mu (-)= 13.81 ton.m



Mu (+)= 6.59 ton.m

VIGA DE PÓRTICO EN Y DEL 1ER Y 5to PISO: VBB - EJE 34

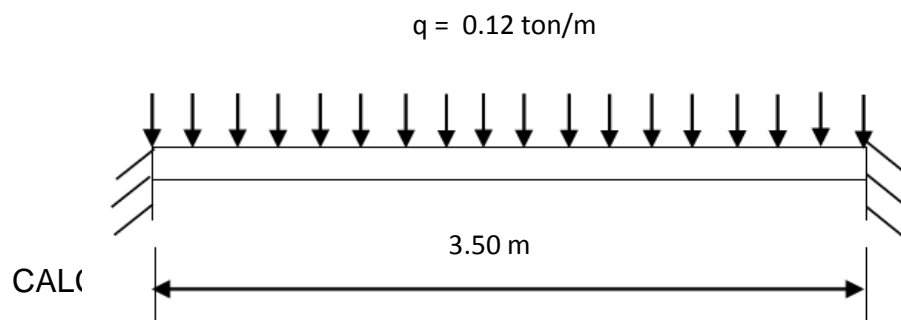
Longitud Libre = 3.50 m

CARGAS DE DISEÑO

Wd = 0.09 ton/m

WI= 0.03 ton/m

q= 0.12 ton/m

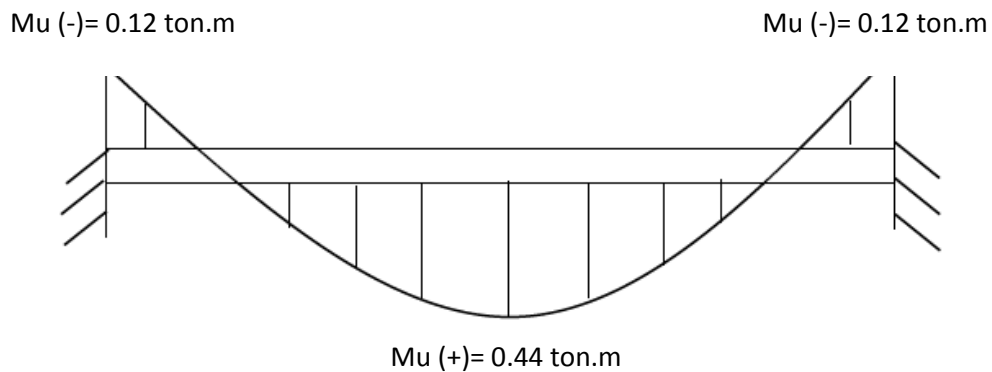


$$M_u^{(-)} = \frac{q \times l^2}{12}$$

$$M_u^{(-)} = \frac{0.12 \times 3.50^2}{12} = 0.12 \text{ ton.m} = 0.88 \text{ kip.ft}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{q \times l^2}{24}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{0.12 \times 3.50^2}{24} = 0.06 \text{ ton.m} = 0.44 \text{ kip.ft}$$



4.3.8.4. Arriostres

Se realiza un análisis estático y, a continuación, el análisis estructural se realiza para medir las fuerzas que están en el arriostre y para ser capaz de dimensionarla. El peso está considerando la carga muerta y el 25% de la carga viva. El sistema de arriostres concéntricos especiales fue elegido como un sistema estructural.

El método para encontrar el tamaño de los arriostres es determinar la fuerza de corte generada por el sismo en la base y luego distribuirla a los pisos superiores.

A. Análisis Estático:

Tal como se estipula en la norma peruana E.030 Norma Sismorresistente - 2016 se consideraron los siguientes factores:

- ✓ Factor de zona (Z): La edificación por estar en la ciudad de Huancayo pertenece a la zona sísmica 3 y le corresponde un valor de 0.35.
- ✓ Coeficiente de uso (U): La estructura por estar destinada a viviendas y estar destinada a un uso común tendrá el valor de 1.
- ✓ Tipo del suelo: S2, para este tipo de suelo la norma específica: $S=1.15 T_p = 0.6$.
- ✓ Coeficiente de reducción sísmica (R): En nuestro caso se ha elegido un sistema de arriostres concéntricos especiales y se tiene como coeficiente el valor de 8.
- ✓ Factor de amplificación sísmica (C): El periodo se halla con la altura del edificio que en este caso es 16.00 mts.

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{16}{45} = 0.36$$

La norma indica que para pórticos de acero arriostrados se usa como valor de $C_t = 45$.

Entonces se tiene que el periodo es:

$$T = 0.356$$

Como se usara el mismo sistema estructural para las 2 direcciones asumiremos que el periodo será el mismo cuando haya movimiento sísmico en las 2 direcciones:

$$C_{XY} = 2.5 \times \frac{T_p}{T} = 2.5 \times \frac{0.6}{0.356} = 4.21$$

Como este valor es mayor a 2.5 y este a su vez es el máximo valor posible se tomara 2.5.

Se asume que el periodo es el mismo para los 2 sentidos, en el eje X y en el eje Y.

Tabla 96 Pesos de los niveles del edificio

NIVEL	AREA (m²)	Ton/m²	Peso (ton)
AZOTEA	98.98	0.26	25.74
5	254.09	0.67	169.97
4	254.09	0.67	169.97
3	254.09	0.67	169.97
2	254.09	0.67	169.97
1	273.09	0.64	175.40
PESO TOTAL			881.03

Fuente: Elaboración Propia

B. Analisis sismico x-x y y-y

Tabla 97 Parámetros de sismo.

Parametros	Factores
Z	0.35
U	1.0
S	1.15
Tp	0.6
TI	2.5
Rx=Ry	8.00

Fuente: Elaboración Propia

A su vez se muestra el siguiente cuadro en el cual se presentan las fuerzas cortantes repartidas a través de los pisos.

Tabla 98 Fuerza cortante por piso en la dirección X-X Y Y-Y

PISO	H(m)	P (tn)	PxH	%V	Vpiso (tn)
AZOTEA	16.00	25.74	411.88	5.57	7.62
5	13.40	169.97	2277.62	30.79	42.13
4	10.80	169.97	1835.70	24.82	33.95
3	8.20	169.97	1393.77	18.84	25.78
2	5.60	169.97	951.84	12.87	17.60
1	3.00	175.40	526.20	7.11	9.73
			7397.02		136.81

Fuente: Elaboración Propia

C. Análisis Estructural para hallar las fuerzas en los arriostres

Luego se hallan las fuerzas en los arriostres, se puede tomar que la rigidez que proporciona cada arriostre en cada sentido es de un valor referencial de 1, es decir como son 4 arriostres en el eje Y, este tendría un valor de 4 ya que hay 4 arriostres y en el eje X tendría un valor de 3 ya que son 3 arriostres.

Rx = 1 y Ry= 1 (Valores referenciales de rigidez en cada dirección por cada arriostre)

Se distribuirá la fuerza cortante total, es decir el Vx o el Vy total entre los arriostres.

Nos ayudaremos con esta fórmula:

$$V_{1X} = (R_1) \left[\frac{V_X}{\Sigma R_X} \pm \frac{(Vxe)(d)}{\Sigma Ryd^2} \right]$$

e: excentricidad requerida por torsión.

d: distancia del arriostre hacia el centro de rigidez.

R1: Valor referencial del arriostre 1 según lo que se asumió, en este caso será de 1.

Vx: Fuerza cortante total generada por el sismo en la dirección X.

ΣR_x : Sumatoria total de rigideces referenciales en la dirección X.

$\Sigma R_y d^2$: Sumatoria de rigideces referenciales en el eje Y multiplicados por la distancia de cada arriostre hacia el centro de rigidez en la dirección y-y.

V1x: Fuerza provocada por el sismo en el arriostre.

Se asume que la excentricidad es la fuerza multiplicada por el 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

Por eso la excentricidad para cada eje es:

Tabla 99 Excentricidades en cada dirección

	D	0.05 X D
EJE X-X	15.93	0.80
EJE Y-Y	16.03	0.80

Fuente: Elaboración Propia

Para simplificar los cálculos se asume que el centro de rigidez está en el centro del edificio por lo cual la distancia del arriostre hasta el centro de rigidez para el arriostre 1, es 8.015, luego se halla la sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre, esto nos da un valor de 3 ya que son 3 arriostres. Luego se tiene la sumatoria de la rigidez referencial por la distancia, lo que hallaremos con la siguiente tabla. Para un piso típico:

Tabla 100 Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección X-X

Rx	d	RxD²
A	8.015	64.24
B	8.015	64.24
C	8.015	64.24
ΣRxD²		192.72

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 101 Sumatoria de la rigidez referencial de cada arriostre multiplicada por la distancia del arriostre al centro de rigidez en la dirección Y-Y

Ry	d	RyD²
A	7.97	63.52
B	7.97	63.52
C	7.97	63.52
D	7.97	63.52
ΣRyD²		254.08

Fuente: Elaboración Propia

Se ve que en el EJE Y se coloca 4 en los arriostres, eso se da porque en ese eje hay 4 arriostres y no 3 como hay en el EJE X. Con estos datos podemos resolver la ecuación:

$$V_{1x} = (1) \left[\frac{Vx}{3} \pm \frac{(Vx \times 0.80) \times (8.015)}{254.08} \right]$$

Por lo que:

$$V_{1x} = 0.358$$

Por lo tanto se hace el análisis y se obtiene las fuerzas que hay en los diferentes pisos:

$$V \text{ 1 piso} = 0.358 V_x$$

Se muestra el cuadro en el que se puede apreciar la cortante acumulada producida por la fuerza sísmica que hay en los pisos:

Tabla 102 Fuerzas cortantes en cada piso

PISO	Vpiso (ton)	Vx acum. (ton)
AZOTEA	7.62	7.62
5	42.13	49.75
4	33.95	83.70
3	25.78	109.48
2	17.60	127.08
1	9.73	136.81

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto se tiene que:

$$V\text{-2do piso} = 0.358 * 127.08 = 45.49 \text{ ton}$$

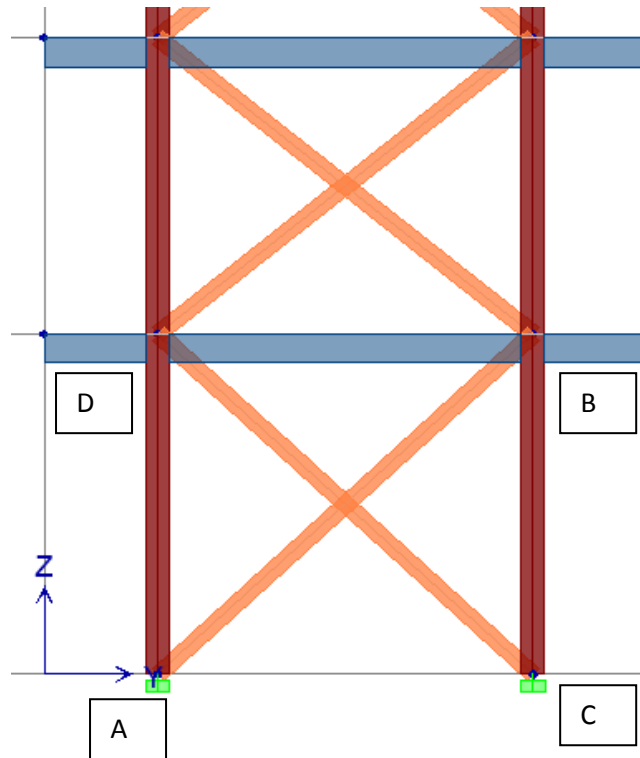


Figura 138 Vista de Pórticos con Arriostres sin Columnas Zipper

Fuente: Elaboración Propia

Se hace un análisis para obtener las fuerzas:

En el punto A

$$\sum F_y = 0 = - 3.00/4.46 (F_{ab}) - 3.00/4.46 (F_{cd})$$

$$F_{ab} = - F_{cd}$$

En el punto D

$$\sum F_x = 0 = - 3.30/4.46 (F_{ab}) + 3.30/4.46 (F_{cd}) + 45.79$$

$$F_{ab} = F_{cd} + 45.79$$

Como $F_{ab} = - F_{cd}$

$$-F_{cd} = F_{cd} + 45.79$$

$$F_{cd} = -22.90$$

$$F_{ab} = 22.90$$

Las fuerzas de gravedad en los arriostres son muy bajas en comparación con las fuerzas sísmicas por lo que se obviarán para este predimensionamiento.

4.3.9. Analisis Sismico

Para este análisis, se utilizará un análisis modal espectral, empleando un modelo tridimensional, utilizando el programa ETABS, similar al proyecto concreto previamente realizado.

4.3.9.1. Condiciones generales del análisis:

- ✓ Los parámetros que se consideran de la norma Sismorresistente fueron definidos en el predimensionamiento de los arriostres.
- ✓ El peso del edificio considera el peso propio de los arriostres, vigas y columnas así como el peso de la tabiquería.

4.3.9.2. Consideraciones en el programa ETABS:

- ✓ Se considera que los arriostres soportan la fuerza sísmica y que las vigas son simplemente apoyadas. Por lo tanto, es posible considerar en el modelo que las vigas no presentan momentos generando que las conexiones sean proyectadas sólo por fuerzas de corte.
- ✓ Existe una fuerte cohesión en la unión entre las vigas y losas que genera el diafragma rígido en todo el piso, se considera que cada piso se comporta así.
- ✓ La altura típica considerada era de 2.60 metros, ya que es la altura que va de piso para piso.

4.3.9.3. Peso del edificio

Dado que el edificio está en la categoría C (edificios comunes), el porcentaje se agregará al 25% de la carga viva. Encontramos los pesos dados los elementos elegidos en el dimensionamiento:

Tabla 103 Pesos de los niveles del edificio con ETABS

NIVEL	AREA (m ²)	Ton/m ²	Peso (ton)
AZOTEA	98.98	0.26	32.93
5	254.09	0.67	168.93
4	254.09	0.67	168.75
3	254.09	0.67	168.69
2	254.09	0.67	168.26
1	273.09	0.64	175.90
		PESO TOTAL	883.46

Fuente: Elaboración Propia

4.3.9.4. Configuración estructural:

El estudio de la configuración estructural se realizó en el diseño del concreto de lo cual rescatamos los siguientes resultados:

El coeficiente de reducción por cargas sísmicas “R” se calcula de la siguiente manera:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$$R = 8 \times 0.9 \times 0.9 = 6.48$$

Tabla 104 Parámetros de sismo

Parametros	Factores
Z	0.35
U	1.0
S	1.15
Tp	0.6
Tl	2.5
Rx=Ry	6.48

Fuente: Elaboración Propia

4.3.9.5. Resultados Finales Del Análisis Dinámico

A. Modos y periodos de vibración de la estructura (Análisis Modal)

Primero se revisarán los resultados del análisis modal. Obsérvense en la Tabla 105 los porcentajes de masa participativa y los periodos de los nueve modos de vibración más importantes del modelo.

Tabla 105 Modos y masa participativa del modelo final del edificio

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0.268137	0.4683	50.9378	0.1458
2	0.186358	72.1946	0.2418	2.4422
3	0.158021	4.8171	26.7294	3.0359
4	0.133582	0.8861	3.5023	44.4746
5	0.108753	0	0	0
6	0.107946	0.5193	0.0179	3.8989
7	0.093303	0.4371	0.0003	25.2522
8	0.080371	8.7461	0.0022	4.2155
9	0.052074	0.8085	14.6649	0.4126
10	0.047819	8.3141	1.3724	1.2843
11	0.033484	0.5883	0.0111	12.9442
12	0.028532	1.6615	0.2942	0.0098

Fuente: Elaboración Propia

Podemos observar que en la dirección del Eje X el movimiento queda definido por el modo 2 y en la dirección Y-Y queda definido por el modo 1 teniendo un periodo de 0.19 para el primer modo y 0.27 para el segundo.

B. Cortante basal estática y Factores de escala

Ya que el edificio tiene irregularidad (esquinas entrantes), se usará el 90% de la cortante estática:

$$f_o = \frac{0.9 V_{est}}{V_{din}}$$

Tabla 106 Factor de escala para ambas direcciones de análisis

Dirección	V din (tn)	V est (tn)	90% Vest (tn)	fo
x-x	130.58	136.81	123.13	0.94
y-y	130.58	136.81	123.13	0.94

Fuente: Elaboración Propia

Se obtiene entonces la cortante basal de diseño para el modelo del edificio: 136.81 ton. Recordando que el edificio pesa en total 883.46 ton, esta fuerza representa el 15.48% de su peso.

C. Desplazamientos y derivas

Cuando una estructura de acero tiene el desplazamiento máximo relativo de entrepiso aceptable es de 0.01, a su vez tendrá que multiplicar el valor de desviación de 0,75 el valor de R una vez que éstos se hacen en estado elástico y el patrón específico que los los valores para el estado inelástico deben ser comparados.

Tabla 107 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje X-X

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0013	0.0001	0.0013	0.0001	0.00130384	0.006336665
2	2.6	0.0027	0.0002	0.0014	0.0001	0.00140357	0.006821335
3	2.6	0.0041	0.0004	0.0014	0.0002	0.00141421	0.006873078
4	2.6	0.0054	0.0006	0.0013	0.0002	0.00131529	0.006392332
5	2.6	0.0072	0.0006	0.0018	0	0.0018	0.008748

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 108 Desplazamientos y derivas del análisis dinámico Eje Y-Y

PISO	h	ΔX	ΔY	δx	δy	D	D. INELASTICA
1	3	0.0001	0.0016	0.0001	0.0016	0.00160312	0.007791173
2	2.6	0.0002	0.0037	0.0001	0.0021	0.00210238	0.010217565
3	2.6	0.0004	0.0061	0.0002	0.0024	0.00240832	0.01170443
4	2.6	0.0006	0.0086	0.0002	0.0025	0.00250799	0.012188818
5	2.6	0.0006	0.0181	0	0.0095	0.0095	0.04617

Fuente: Elaboración Propia

Los desplazamientos en la dirección Y-Y son visiblemente mayores que aquellos en la dirección perpendicular. Esto se debe al tamaño de las columnas de acero que se cuentan en la dirección larga, lo que confiere al edificio gran rigidez lateral.

El gráfico también da una muestra de la forma deformada del edificio. Hay un desplazamiento relativo muy bajo en los dos primeros pisos, lo que excluye completamente la posibilidad de un piso blando, con valores comparables en ambas direcciones. La diferencia entre las dos curvas comienza a ser visualizada desde el tercer piso, donde los desplazamientos relativos tienden a un valor constante.

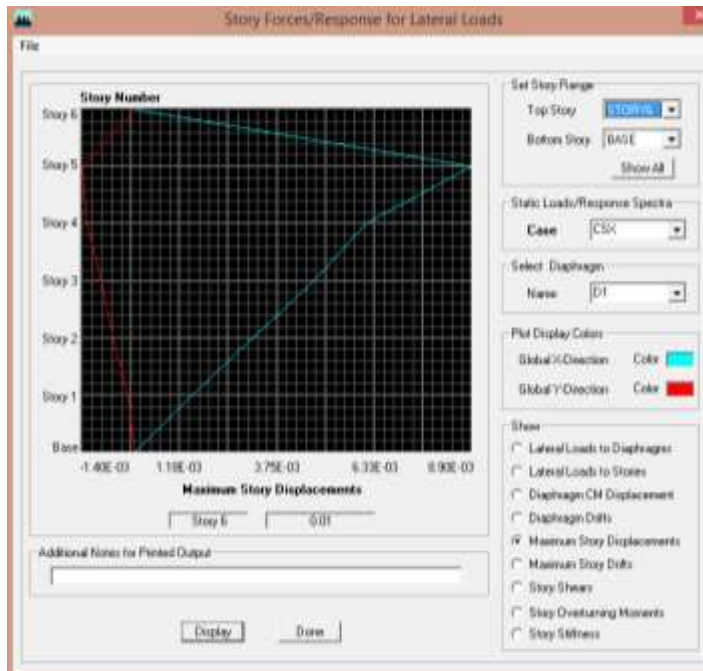


Figura 139 Desplazamientos del centro de masa para la dirección X-X del edificio

Fuente: Elaboración Propia

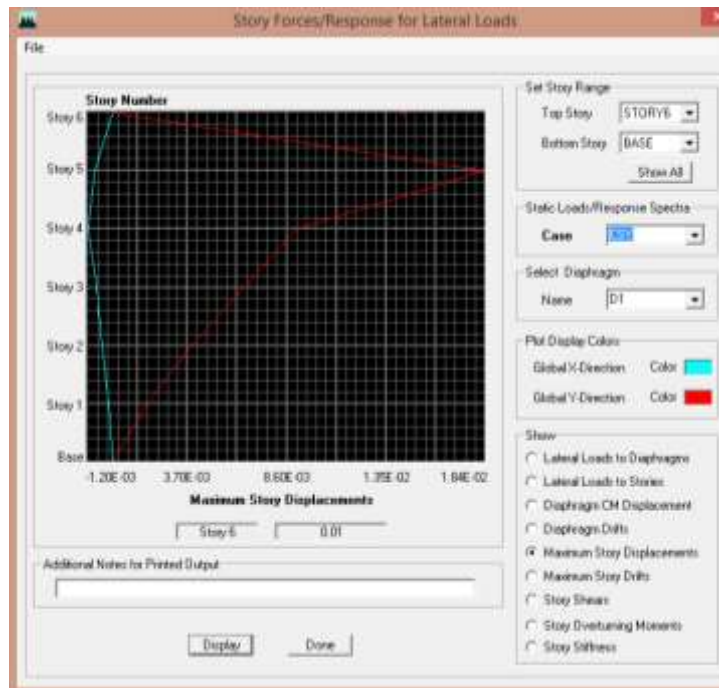


Figura 140 Desplazamientos del centro de masa para la dirección Y-Y del edificio

Fuente: Elaboración Propia

D. Desplazamientos máximos y medios – Verificación de torsión

Una vez que ninguna relación es siquiera cercana al límite de 1.3, se puede afirmar, con el apoyo de la Norma y del modelo, que el edificio no tendrá problemas de torsión.

Tabla 109 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones

PISO	ANALISIS X-X			ANALISIS Y-Y		
	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio
1	1.5	1.3	0.2	1.7	1.6	0.1
2	3.1	2.7	0.4	3.9	3.7	0.2
3	4.7	4.1	0.6	6.5	6.1	0.4
4	6.1	5.4	0.7	9.1	8.6	0.5
5	8.3	7.2	1.1	18.4	18.1	0.3

Fuente: Elaboración Propia

E. Fuerza cortante en la base de las Columnas

De las reacciones en la base de las columnas, la más relevante para el análisis sísmico es la fuerza cortante en su plano. Estas fuerzas para el sismo en X-X, debidamente escaladas, se muestran en la Tabla 106.

Tabla 110 Cortantes en Base de Columnas en la Dirección X-X

PISO	Vx (ton)	%V basal
BASE	1.82	1.40

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 111 Cortantes en Muros en la Dirección Y-Y

PISO	Vy (ton)	%V basal
BASE	1.82	1.40

Fuente: Elaboración Propia

Se concluye entonces que, en ambas direcciones de análisis, el edificio se comportará como un Sistema con arriostres concéntricos, tal como lo define la Norma. Esta afirmación será especialmente importante a la hora de considerar los requerimientos sísmicos para el diseño de vigas y columnas.

F. Juntas de separación

Ya que el análisis es similar al diseño de concreto armado, el cálculo vendrá dado por:

$$S = 0.006 \times 16 = 0.096$$

Por lo tanto, junta sísmica será de 10 cm por lo menos. Este número se considera más que suficiente, pues se proveyó al edificio de una rigidez mayor a la exigida por Norma.

4.3.10. Diseño de acero estructural

4.3.10.1. *Diseño de losa con placa colaborante*

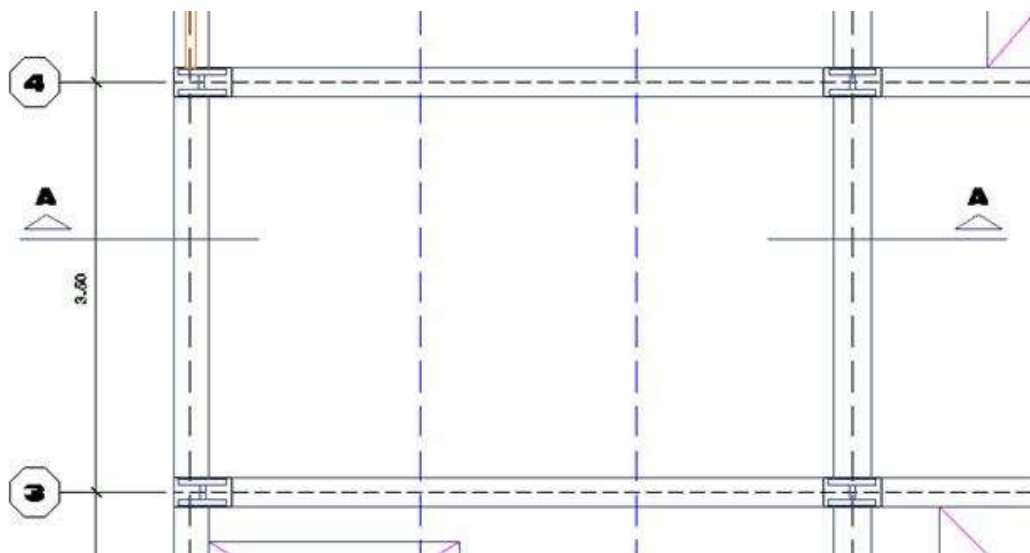


Figura 141 Corte A-A de la planta de losa

Fuente: Elaboración Propia

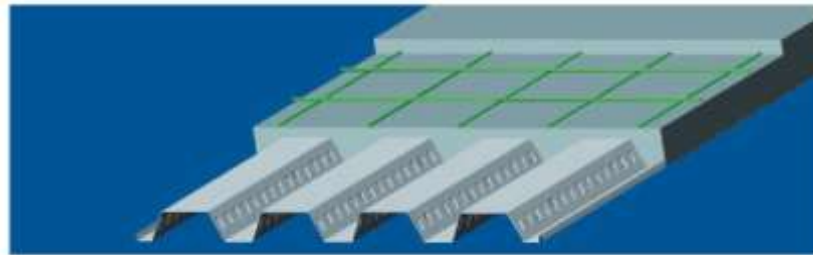
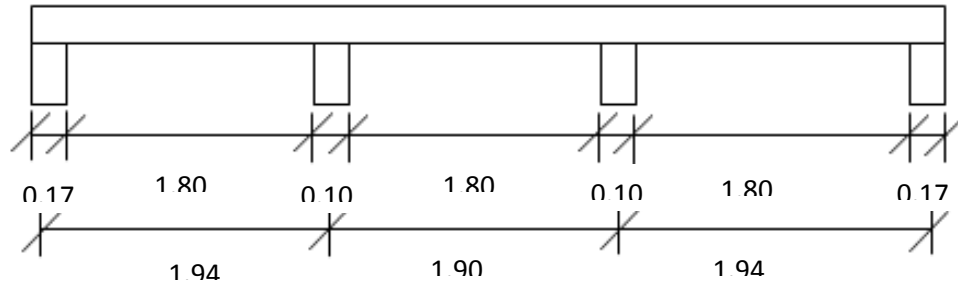


Figura 142 Placa colaborante acero Deck AD-600

Fuente: Elaboración Propia e imágenes de Google

A. Parámetros de la Placa Colaborante

Gage = 20

$e = 0.09$ cms (espeso de la lámina)

$l_{tsd} = 90.00$ cms (ancho útil)

$A_{ssd} = 12.20$ cm^2 (área del acero de la lámina deck)

$t = 10$ cms (espesor de la losa compuesta)

$I_{sd} = 30.36$ cms^4

$E_s = 2000000$ kg/cm^2 (módulo de elasticidad de acero)

$S_p = 19.92$ cm^3/m (módulo de disección superior)

$S_i = 13.34$ cm^3/m (módulo de disección inferior)

$f'_c = 210$ Kg/cm^2

$$f'_{y} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_s = 10.93 \text{ kg/m}^2 \text{ (peso por unidad de longitud de lamina)}$$

$$W_1 = 25 \text{ kg/m}^2 \text{ (peso de cielo raso)}$$

$$W_2 = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (peso de piso terminado)}$$

B. Peso propio de la losa

$$W_{con} = 185.30 \text{ kg/m}^2 \text{ (peso de la losa de concreto)}$$

$$W_d = 185.3 + 10.93 + 25 + 100 = 321.23 \text{ kg/m}$$

C. Diseño de la lámina colaborante como encofrado

C.1. Calculo de la deformación admisible δ_{adm}

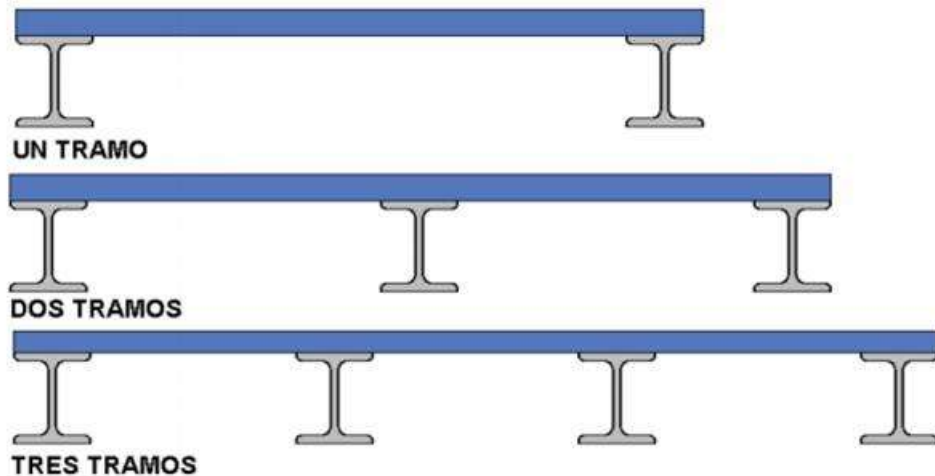
La deformación admisible en el estado no compuesto, es decir, cuando aún la plancha de acero actúa únicamente como encofrado, debe ser no mayor que la luz libre de la losa entre 180 ó 1.9cm., considerando siempre válido el valor que sea menor.

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ o } 1.90 \text{ cms (se toma el menor valor)}$$

$$L_{sd} = 1.80\text{m (luz libre de la losa)}$$

$$\delta_{adm} = 1.80 \times 100 / 180 = 1.00 \text{ cms}$$

De manera similar al método de coeficientes, se aproximan los siguientes valores para determinar las deflexiones de diseño acorde a la condición de apoyo, que puede ser como se muestra:



Emplearemos la condición en tres a mas tramos:

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times W_{dsd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cms.}$$

Donde:

W_{dsd} : Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).

E_s :Módulo de elasticidad del acero (kgf/cm²).

I_{sd} = Inercia (cm⁴/m).

b : Ancho de análisis (m).

L_{sd} : Luz libre de la losa (m)

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times 321.23 \times (1.80 \times 100)^4}{2000000 \times 30.36 \times 100} \text{ cms.} = 0.38 \text{ cms.}$$

Verificamos:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{adm}; 0.38 \leq 1.00$$

C.2. Esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto

Estos esfuerzos serán realizados por la placa, que no debe exceder del 60% de la tensión de flujo (kgf / cm²) de la placa (3.025 kgf / cm²).

La primera es a través de la aplicación de una PSD de carga puntual= 225 kgf para el centro de luz y el segundo es la aplicación de un sistema distribuido WWSD carga distribuida= 100 kgf: para las cargas generadas por el efecto de montaje (cargas transitorias), se consideran dos condiciones de carga posibles / m²

Aplicando el método de coeficientes, se determina que:

Para tres tramos

Psd= 225 kg (Carga puntual)

Wwsd= 100 kg/m (Carga de construcción por unidad de longitud)

F`y= 4200 kg/cm²

$$Msd^+ = (0.20 \times P_{sd} \times L_{sd}) + 0.094 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2$$

$$Msd^+ = (0.20 \times 225 \times 1.80) + 0.094 \times 321.23 \times 1.80^2$$

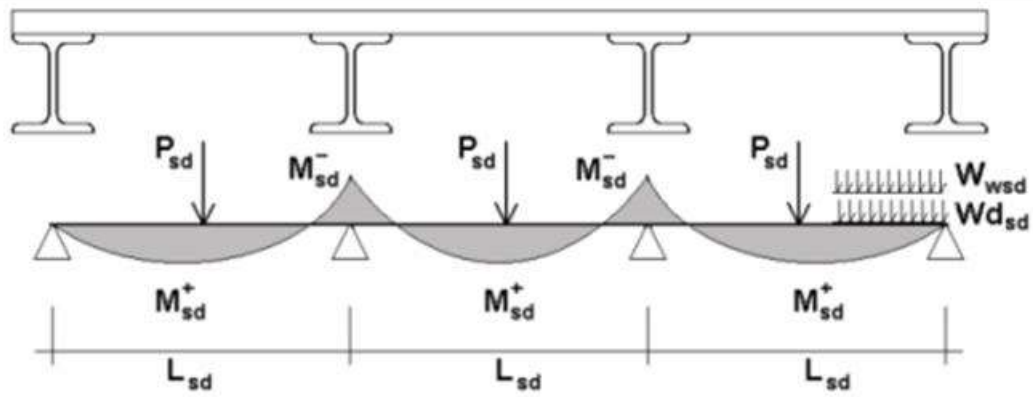
$$Msd^+ = (0.20 \times 225 \times 1.80) + 0.094 \times 321.23 \times 1.80^2 = 178.83 \text{ kg} - m$$

$$Msd^+ = 0.096 (Wd_{sd} + Wwsd) \times L_{sd}^2$$

$$Msd^+ = 0.096 (321.23 + 100) \times 1.80^2 = 131.02 \text{ kg} - m$$

$$Msd^- = 0.117 (Wd_{sd} + Wwsd) \times L_{sd}^2$$

$$Msd^- = 0.117 (321.23 + 100) \times 1.80^2 = 159.68 \text{ kg} - m$$



Luego, sabemos que el esfuerzo es equivalente a la razón del Momento y el módulo de sección:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{p_{sd}}} \times 100$$

$$f^+ = (178.83/19.92)100 = 897.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{S_{n_{sd}}} \times 100$$

$$f^- = (159.68/13.34)100 = 1197.00 \text{ kg/cm}^2$$

Verificamos:

$$f^+ \leq 0.60 f'y \rightarrow 897.74 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^- \leq 0.60 f'y \rightarrow 1197.00 \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$$

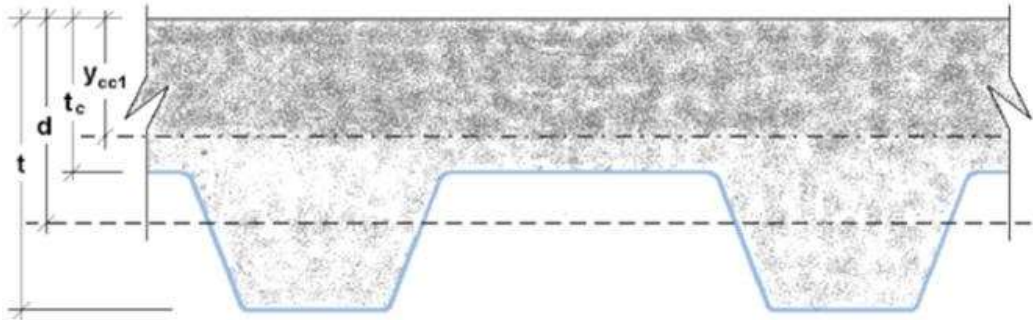
C.3. Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto

Determinamos el momento de inercia de la sección transformada fisurada:

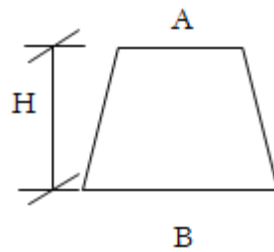
$$I_c = \frac{b x Y_{cc1}^3}{3} + n A_{ssd} Y_{cs}^2 + n x I_{sd}$$

$$Y_{cc1} = d \times (\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho x n)^2} - \rho x n)$$

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{bxd}$$



Cálculo del centroide



A= 8.00 cms , B= 17.00 cms, H = 6.00 cms

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \times \left(\frac{B+2A}{B+A} \right) = \frac{6}{3} \times \left(\frac{17+2 \times 8}{17+8} \right) = 2.64 \text{ cms}$$

$$d = t - Y_{cg} = 10 - 2.64 = 7.36 \text{ cms}$$

$$\rho = \frac{12.20}{100 \times 7.36} = 0.0166$$

Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto	
n	f'c (kgf/cm²)
6	420 o más
7	320 a 420
8	250 a 320
9	210 a 250

$$Y_{cc1} = 7.36 \times \left(\sqrt{2 \times 0.0165 \times 9 + (0.0165 \times 9)^2} - 0.0165 \times 9 \right) = 3.064 \text{ cms}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc1}$$

$$Y_{cs} = 7.36 - 3.064 = 4.30 \text{ cms}$$

$$I_c = \frac{100 \times 3.064^3}{3} + 9 \times 12.20 \times 4.30^2 + 9 \times 30.36 = 3262.28 \text{ cm}^4$$

Luego, el momento de inercia de la sección transformada no fisurada será igual a:

$$I_u = \frac{bt_c^3}{12} + bt_c(Y_{cc2} - 0.5t_c)^2 + nI_{sd} + nA_s Y_{cs}^2 + \frac{b}{c_c} \left\{ w_r h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc} - 0.5h_r)^2 \right] \right\}$$

$$t = 10 \text{ cms}$$

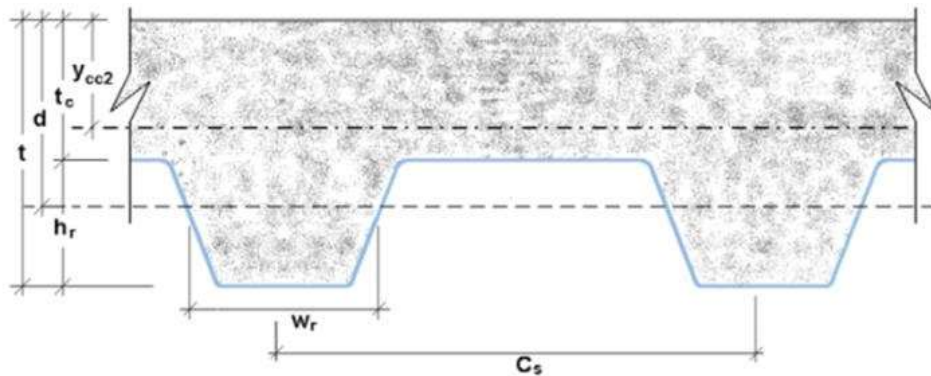
$$h_r = 5.00 \text{ cms}$$

$$d = 7.36 \text{ cms}$$

$$C_s = 23 \text{ cms}$$

$$W_r = 9.00 \text{ cms}$$

$$t_c = 5.00 \text{ cms}$$



$$Y_{cc2} = \frac{0.5bt^2 + nA_{s_d}d - \left(\frac{(C_s - W_r)bhr}{C_s} \right) t - 0.5hr}{bt + nA_{s_d}d - \frac{b}{C_s} hr (C_s - W_r)}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times 100 \times 10^2 + 9 \times 12.20 \times 7.36 - \left(\frac{(23 - 9)100 \times 5}{23} \right) 10 - 0.5 \times 5}{100 \times 10 + 9 \times 12.20 \times 7.36 - \frac{100}{23} \times 5 \times (23 - 9)} = 5.16 \text{ cms}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

$$Y_{cs} = 7.36 - 5.16 = 2.20 \text{ cms}$$

$$I_u = \frac{100 \times 5^3}{12} + 100 \times 5 (5.16 - 0.5 \times 5)^2 + 9 \times 30.36 + 9 \times 12.20 \times 2.20^2 + \frac{100}{23} \left\{ 9 \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (10 - 5.16 - 0.5 \times 5)^2 \right] \right\} = 6863.06 \text{ cm}^4$$

Luego, el Momento de Inercia Efectivo será:

$$I_e = I_u + I_c / 2$$

$$I_e = 6863.06 + 3262.28 / 2 = 5062.67 \text{ cm}^4$$

Determinamos el Y_{prom} , como:

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} = \frac{3.064 + 5.16}{2} = 4.112 \text{ cms}$$

Calculamos ahora el módulo de sección inferior del sistema compuesto S_{ic} (cm^3) como:

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} = \frac{5062.67}{10 - 4.112} = 859.83 \text{ cm}^3$$

Para verificar esfuerzos producidas en la placa de acero, calculamos los momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin amplificar, en condición de soporte simple y la comparamos con el esfuerzo de fluencia de la placa de acero al 60% de su capacidad

Entonces, verificamos que:

$$\left(\frac{M_{d_{sd}} + M_{l_{sd}}}{S_{ic}} \right) \times 100 \leq 0.6 f'_{y}$$

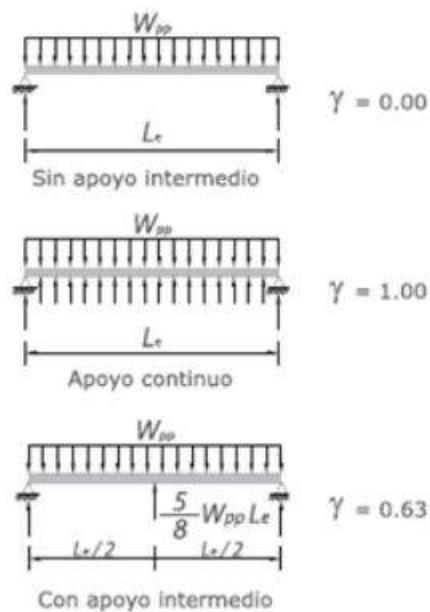
Donde:

M_{dsd}= Momento producido en la losa por las cargas muertas (kgf-m).

M_{l_{sd}}= Momento producido en la losa por las cargas vivas (kgf-m).

W_{isd}= Carga sobreimpuesta (kg/m)

Ψ	: Factor de reducción de carga según apuntalamiento.
1	: Apuntalamiento es total
0.73	: Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.
0.63	: Apuntalamiento temporal el centro de la luz durante el vaciado.
0	: No existe apuntalamiento.



$$M_{dsd} = \frac{\gamma W_{dsd} L_{sd}^2}{8} = 0 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{l_{sd}} = \frac{W_{l_{sd}} L_{sd}^2}{8} = \frac{200 \times 1.80^2}{8} = 81.00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\left(\frac{0 + 81.00}{859.83} \right) \times 9 \times 100 \leq 2520$$

$$847.84 \leq 2520$$

C.4. Condición de momento último de resistencia a la flexión

Vamos a considerar que hay dos condiciones para la determinación del momento último. El primero la capacidad de la plancha de acero de tomar ese momento será la condición crítica será cuando trabajamos con una losa sub-reforzada, en la cual. La segunda condición será cuando estamos delante de una losa super reforzada, en la cual el acero de la plancha es excesivo y el momento estará sujeto a que el concreto posea capacidad de resistir la acción. Entonces para poder definir antes de qué condición somos, es necesario verificar si el valor del sistema es menor o mayor que el cuantía balanceada.

La cuantía balanceada se definirá asumiendo que la superficie superior de la plancha de acero alcanza su límite de fluencia al mismo tiempo que la fibra superior del concreto alcanza su límite de deformación en la compresión. Entonces, tenemos que:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{0.003 (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) d}$$

$\beta_1 = 0.85$ para concretos con f'_c menores a 280 kgf/cm² y se reduce en 5% con cada incremento de resistencia a compresión del concreto de 70 kgf/cm² (β_1 mínimo = 0.65).

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{4200} \times \frac{0.003 (10 - 5)}{\left(0.003 + \frac{4200}{2000000}\right) 7.36}$$

$$\rho_b = 0.01744$$

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a aquellas que presenten una cuantía “p” menor que la cuantía balanceada “ ρ_b ”. Entonces la capacidad del momento nominal se identificará como:

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

$$a = \frac{A_{s_{sd}} f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{12.20 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.87$$

$$M_n = 12.20 \times 4200 \times \left(7.36 - \frac{2.87}{2} \right) = 303597 \text{ kg} - \text{cm} = 3035.97 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\rho \leq \rho_b = 0.0166 \leq 0.01744$$

El momento de diseño será igual a $\Phi \times M_n$, donde Φ es el coeficiente de reducción del Momento por Flexión para una falla sub-reforzada, $\Phi = 0.90$.

$$M_d = \Phi \times M_n = 0.90 \times 3035.97 = 2732.37 \text{ kg-m}$$

Cálculo del acero de temperatura:

$$W_u = 0.52 \text{ ton/m (carga última)}$$

$$M_u = 0.52 \times 1.80^2 / 8 = 0.21 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u < M_d \quad 0.21 < 0.27$$

Con $a = 2 \text{ cms}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{0.21 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(7.36 - \frac{2}{2} \right)} = 0.87 \text{ cms}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{0.87 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.20 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{0.21 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(7.36 - \frac{0.20}{2} \right)} = 0.77 \text{ cms}^2$$

$$A_s < A_{s_{sd}} \quad 0.77 < 12.20$$

$$A_{st} = 0.0018 b t_c = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

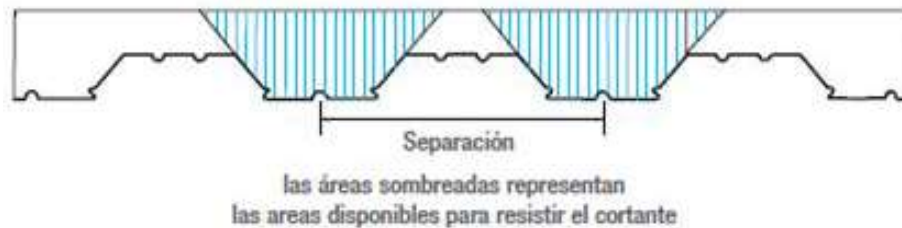
Usamos de ¼" @ 25 cms

C.5. Diseño por Cortante

Por no llevar acero adicional por corte en este tipo de sistemas de losa, es aceptado que el corte será tomado claramente por la losa de concreto y es obvio que la plancha de acero puede contribuir a la resistencia al corte. Así, se considera que la cortante nominal o la capacidad de llevar el cortante por el sistema es:

$$V_n = 0.53x\sqrt{f'c} x A_c$$

El área de concreto a considerar que contribuye a tomar el cortante es igual al área formada por las áreas sombreadas en la siguiente figura:



$$A_c = 542.67 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.53x\sqrt{210} x 542.67 = 4167.94 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{\phi W d_{sd} x L_{sd}}{2} + \frac{W l_{sd} x L_{sd}}{2} = \frac{0.32x1.80}{2} + \frac{0.2x1.80}{2} = 0.47 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad 470 \leq 0.85 (4167.94)$$

$$470 \text{ kg} \leq 3542.75 \text{ kg}$$

C.6. Esfuerzo admisible a compresión en el concreto

Cuando un elemento tipo viga sufre una deflexión, sea debido a carga o debido a giros, se suceden efectos de compresión y de tracción. Para controlar los efectos de compresión del concreto, el ACI estipula que dicho esfuerzo S_{adm}

será igual al 45% del $f'c$.

Luego, los esfuerzos nominales a compresión serán iguales a:

$$\left(\frac{Mdsd + Mlsd}{Scc}\right) \times 100 \leq Sadm = 0.45 \times f'c$$

$$0.45 f'c = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$Scc = Ie / Yprom = 5062.67 / 4.112 = 1231.19 \text{ cm}^3$$

$$\left(\frac{0 + 81}{1231.19}\right) \times 100 \leq 94.5$$

$$6.57 \leq 94.5$$

C.7. Deflexión del sistema compuesto

Para las deflexiones inmediatas debido a las cargas propias, dependiendo si están apuntaladas o no, más las cargas vivas:

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \times \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta'st = \frac{5}{384} \times \frac{(Wdsd + Wlsd)Lsd^4}{Ecle} \times 10^6$$

$$\Delta'st = \frac{5}{384} \times \frac{(0.32 + 0.20)1.80^4}{217370.65 \times 5062.67} \times 10^6 = 0.0065 \text{ cms}$$

Para estimar las deformaciones diferidas o deflexiones a largo plazo, una buena estimación es considerar:

$$\Delta lt = \Delta'stx \left[2 - 1.2 \frac{A's}{As} \right]$$

$$A's = Atemp + Acomp = 0.9 \text{ cms}^2$$

$$\Delta_{lt} = 0.0065x \left[2 - 1.2 \frac{0.9}{12.20} \right] = 0.012 \text{ cms}$$

Finalmente, se debe de verificar que la deformación total de la losa colaborante no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

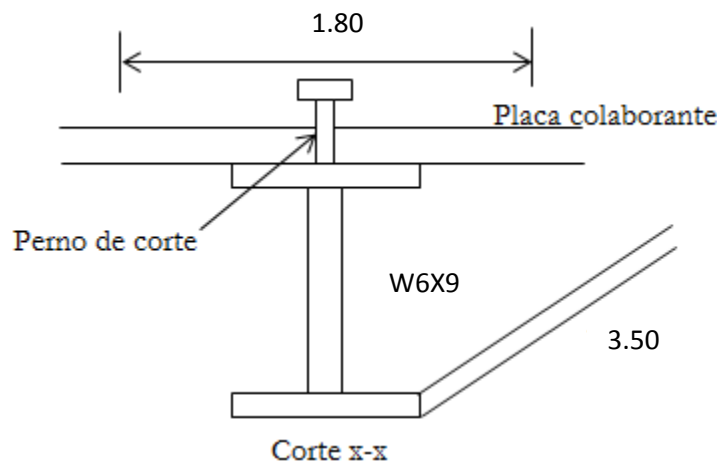
$$\Delta_{adm} = \frac{Lsd}{360} \times 100 = \frac{1.80}{360} \times 100 = 0.5 \text{ cms}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{lt} + \Delta'_{st} = 0.0065 + 0.012 = 0.019 \text{ cms}$$

Entonces: $0.019 \leq 0.5 \text{ cms}$

D. Diseño de conector de corte

Cálculo de corte horizontal máximo



$b_e = 180 \text{ cms}$ (ancho efectivo de la losa)

$t_s = 10 \text{ cms}$ (espesor de la losa)

$A_s = 2.68 \text{ cm}^2$ (área de acero de la sección)

$L = 350 \text{ cms}$ (longitud total de la viga donde se apoya la placa)

$C_{max} = 0.85 f'_{c} x b_e x t_s = 0.85 \times 210 \times 180 \times 10 = 321.30 \text{ tn}$

$$C_{max2} = A_s x f_y = 2.68 \times 4200 = 11.26 \text{ tn}$$

La resistencia máxima que se puede transferir no debe exceder la resistencia del concreto.

Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resistencia del concreto, entonces esta es la máxima transferencia de corte.

Seleccionamos conectores tipo vástago con cabeza NS750/300 Ø 3/4" x 3".

DIMENSIONES Y PROPIEDADES						
TIPO DE CONECTORES	NS-500/250	NS-625/250	NS-625/300	NS-625/400	NS-750/300	NS-750/400
Diámetro del vástago (C)	1/2"	5/8"	5/8"	5/8"	3/4"	3/4"
Longitud del vástago (L)	2 1/2"	2 1/2"	3"	4"	3"	4"
Diámetro de la cabeza (D)	1"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
Altura de la cabeza (H)	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm	10 mm



$$\varnothing = 3/4", Q_n = 9.5 \text{ TN}$$

Cálculo del número de conectores

$$N_1 = C_{max}/Q_n = 321.30/9.5 = 33.82 \text{ und.}$$

$$N_2 = C_{max2}/Q_n = 11.26/9.5 = 1.19 \text{ und}$$

Se necesitan tres conectores.

$$\text{El espaciamiento será } L/N = 350/3 = 117 \text{ cms}$$

Según AISC LRFD I 15.6: ($6\Phi \leq 8t_s$), "p" es la distancia entre conexiones

$$6\Phi = 11.43 \text{ cms}$$

$$8t_s = 80 \text{ cms.}$$

Por procesos constructivos utilizaremos una separación de 45 cm, cada 3 valles de la losa.

4.3.10.2. Diseño de vigas compuestas intermedias o viguetas

El diseño para la viga más crítica será hecho, que es la viga "VAB (EJE 4-5)", esto es típico del 1º al 5º piso. El diseño se mostrará con el perfil que atiende a todos los requisitos del proyecto. El perfil final con el que el diseño se hará es el W6X9. Para las otras vigas, una tabla de resumen se muestra con los perfiles que atienden al diseño, ya que el método de diseño es similar.

Tabla 112 Propiedades del perfil definitivo de la vigueta para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W6X9 - A36					
Área (A)=	2.68	in ²	Espesor del Alma (tw)	0.17	in
	17.29	cm ²		0.43	cm
Peralte (d) =	5.9	In	Ancho ala o patin (bf)	3.94	in
	15.00	cm		10.00	cm
Peso (Wt) =	9.00	lb/ft	Espesor ala patin (tf)=	0.215	in
	13.40	kg/m		0.55	cm
Zx=	6.23	in ³	bf/2tf	9.16	
	102.09	cm ³			
Ix=	16.4	in ⁴	h/tw	29.2	
	682.57	cm ⁴			

Fuente: Elaboración Propia

Se tomara en cuenta que la viga no se apuntalará, por lo tanto se analizará en condiciones antes y después de que el concreto haya endurecido.

Datos del análisis estructural:

A. Antes de que el concreto haya endurecido:

$$Mu_{max} = \frac{W_{ux}L^2}{8} = \frac{0.59 \times 3.37^2}{8} = 0.84 \text{ ton} \cdot \text{m} \cong 6.09 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

B. Después de que el concreto haya endurecido:

$$Mu_{max} = \frac{W_{ux}L^2}{8} = \frac{1.05 \times 3.37^2}{8} = 1.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \cong 10.80 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$Vu_{max} = \frac{W_{ux}L}{2} = \frac{1.05 \times 3.37}{2} = 1.77 \text{ ton} \cong 3.89 \text{ kip}$$

C. Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero:

Por consistir de un perfil compacto y considerando que la placa colaborante proporciona un adecuado y continuo soporte lateral, se puede concluir que estamos en la condición del momento nominal igual al momento plástico: $M_n = M_p \Rightarrow \phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y$; donde $\phi_b = 0.9$.

$$\phi_b M_{px} = 0.9 \times 2530 \times 102.09 = 232458.93 \text{ kg-cm}$$

	232458.93	Kg-cm			
$\phi_b M_{px} =$	23.24	tn-m	> M_u	1.49	tn-m
	168.49	kip - ft		10.80	kip - ft

D. Resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta total:

Ancho efectivo del patín (b o be): El menor de ambos valores es el que gobierna:

$$b = Luz/4 = 3.37/4 = 0.84 \text{ m.}$$

$$b = \text{separación entre las vigas} = 1.80 \text{ m}$$

Por lo tanto, el valor de b o b_e , es: $b \text{ o } b_e = 0.84 \text{ m}$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto ($C = V'$):

$$A_c = b \times t_{\text{efectivo de losa}} = (0.84 \times 100) \text{ cm} \times (10 \text{ cm} - 3.80 \text{ cms}) \\ = 520.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s F_y = 17.29 \times 2530 = 43743.70 \text{ kg} = 43.74 \text{ tn}$$

$$0.85 f_c A_c = 0.85 \times 210 \times 520.80 = 92962.80 \text{ kg} = 92.96 \text{ tn}$$

La fuerza de compresión en el concreto es el menor valor de ambos, por lo tanto es: 43.74 tn.

Comparar los valores para ubicar el ENP (eje neutro plástico) en la sección compuesta:

Caso 1: Si $A_s F_y < 0.85 f_c A_c \Rightarrow$ (el ENP se ubica en la losa de concreto)

Caso 2: Si $A_s F_y > 0.85 f_c A_c \Rightarrow$ (el ENP se ubica en el perfil de acero)

Como $A_s F_y < 0.85 f_c A_c$, gobierna el caso 1, conociendo que el ENP se ubica en la losa de concreto.

Cálculo de la resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta total, tomando momentos alrededor de la resultante a tensión del acero:

$$\phi_b M_n = \phi_b C_c A$$

$$A = \frac{t_{\text{losa}}}{2} + \frac{d}{2} = \frac{10}{2} + \frac{7.49}{2} = 8.75 \text{ cms}$$

$$\phi_b M_n = 0.9(43743.70)(8.75) = 344481.6375 \text{ kg-cm}$$

	344481.64	Kg-cm			
$\phi b Mn =$	3.44	tn-m	$> Vu$	1.77	tn
	7.56	kip		3.89	kip

E. Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero: Se asume que el perfil de acero sólo soportara el cortante de la sección compuesta. La resistencia por cortante del perfil de acero es:

$$\phi v Vn = \phi v \cdot 0.60 \cdot Fy \cdot Aw. ; \text{ donde } \phi v = 1.0 \text{ y } Aw = d \times tw.$$

Cálculo de Cv:

$$\text{Si: } \frac{h}{tw} \leq 2.24x \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow Cv = 1.0$$

$$\frac{5.90}{0.17} \leq 2.24 x \sqrt{\frac{29000}{36}} \rightarrow Cv = 1.0$$

$$34.70 \leq 63.57 \rightarrow Cv = 1.0$$

Cálculo de $\phi v Vn$:

$$\phi v Vn = 1x0.60x2530x15x0.43x1.00 = 9791.10 \text{ kg}$$

	9791.10	Kg			
$\phi v Vn =$	9.79	tn	$> Mu$	1.49	tn-m
	24.97	kip		10.80	kip - ft

F. Diseño de conectores de cortante:

- $\phi \text{ max conector (2.5 tf)} = 2.5 \times 0.215 \text{ in} = 0.54 \text{ in}$
- Probamos con conectores de cortante de ϕ estándar según AWS de 3/4".

- Longitud mínima de conector ($4\emptyset$) = $4(3/4") = 3.00 \text{ in.}$
- Por lo tanto, probamos con conectores de cortante según AISC de $3/4" \times 3"$.
- Área de la sección transversal (A_s) = $\frac{\pi \times 0.75^2}{4} = 0.4418 \text{ in}^2$.
- Resistencia nominal de un conector de cortante:

$$Q_n = 0.5 A_s \sqrt{f_c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_s \times F_u$$

$R_g = 1.0$, $R_p = 0.60$ (nervios perpendiculares a la viga y 1 conector x nervio).

$Q_n = 0.5 A_s \sqrt{f_c \times E_c}$	9626.14 Kg
	9.63 tn
	21.22 kips
$Q_n = R_g \times R_p \times A_s \times F_u$	7810.31 Kg
	7.81 tn
	17.22 kips

- *Numero de conectores entre momento nulo y momento maximo:*

$$N_1 = \frac{V'}{Q_n} = \frac{43743.70}{7810.31} = 5.60 = 6 \text{ conectores}$$

Por lo tanto, se requieren 7 conectores para la mitad de la viga y 14 en total.

Considerando un espaciamiento entre nervios ($S = 13 \text{ cm} \approx 0.13\text{m}$).

Utilizando 1 conector por nervio: $N^\circ = 3.37/0.13 = 26$ conectores > 14 requeridos.

UTILIZAR 26 CONECTORES DE CORTANTE DE $3/4" \times 3"$ @ 0.13 m (O ENCADA NERVIO).

Chequeo de deflexiones: Conservadoramente asumiremos que sólo el perfil de acero soportara las deflexiones provenientes de las cargas y no la sección compuesta.

Deflexión vertical máxima en el centro de la viga, para una viga simplemente apoyada:

$$\Delta_{CM} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 620 \times 3.37^4}{384 \times (2100000 \times 10^4) \times \left(\frac{682.57}{10^8}\right)} = 0.0073 \text{ m} = 0.73 \text{ cms}$$

$$\Delta_{CV} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 430 \times 3.37^4}{384 \times (2100000 \times 10^4) \times \left(\frac{682.57}{10^8}\right)} = 0.0050 \text{ m} = 0.5 \text{ cms}$$

Límites de deflexión para las condiciones de carga:

$$\text{Para CV: } \frac{L}{360} \geq \Delta_{CV} \rightarrow \frac{337}{360} \geq 0.50 \rightarrow 0.94 \geq 0.50$$

$$CM + CV: \frac{L}{240} \geq \Delta_{CM} + \Delta_{CV} \rightarrow \frac{337}{240} \geq 0.73 \rightarrow 1.40 \geq 0.73$$

POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UN PERFIL DEFINITIVO W6X9.

La tabla 112, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de las demás viguetas de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 5to piso. Además, se muestran el diámetro, cantidad y espaciamiento de los conectores de cortante a utilizar para cada vigueta.

Tabla 113 Diseño de viguetas para el proyecto del Primer al Quinto Piso

NOMENCLATURA DE LA VIGUETA	Luz Viga (m)	W elegido (h o d pulg)	Conectores de Cortante
PRIMER NIVEL			
VAB, VBC, VCE (EJE 1-2)	4.43	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VAB VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VAB VBC, VCE (EJE 4-5)	4.50	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VDE (EJE 5-6)	5.70	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
SEGUNDO - QUINTO NIVEL			
VAB, VBC, VCE (EJE 1-2)	4.43	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VAB VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VAB VBC, VCE (EJE 4-5)	4.50	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
AZOTEA			
VBC, VCE (EJE 1-2)	3.30	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m
VBC, VCE (EJE 2-3 3-4)	3.50	W 6 x 9 (5.90 pulg)	26 3/4" x 3" @ 0.13 m

Fuente: Elaboración Propia

4.3.10.3. Diseño de vigas

Se tomara como ejemplo la viga más larga en el eje x-x y y-y.

A. Diseño por Flexión:

La norma indica que mientras el valor de L_b es menor al de L_p solamente es aplicable el estado límite de fluencia, esto se da porque la losa confina la viga y reduce el L_b al valor de 0. Esta también nos dice que la resistencia nominal en flexión es el menor valor emanado de acuerdo a los estados límites de (a)

fluencia, (b) pandeo lateral torsional, (c) pandeo local del ala y (d) pandeo local del alma. La resistencia de diseño a flexión se da por medio de la fórmula:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Veamos a continuación el diseño de la siguiente viga:

EJE X-X :

Tabla 114 Propiedades del perfil definitivo de la VIGA DE PÓRTICO EN X DEL 1ER Y 5to PISO: V44 – EJE AB para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W21x44 - A36					
Área (A)=	13.00	in ²	Espesor del Alma (tw)	0.35	in
	83.87	cm ²		0.89	cm
Peralte (d) =	20.70	In	Ancho ala o patin (bf)	6.50	in
	52.58	cm		16.51	cm
Peso (Wt) =	44	lb/ft	Espesor ala patin (tf)=	0.45	in
	65.51	kg/m		1.14	cm
Zx=	95.40	in ³	bf/2tf	7.22	
	1563.30	cm ³			
Ix=	843	in ⁴	h/tw	53.60	
	35085.76	cm ⁴			

Fuente: Elaboración Propia

Longitud Libre = 5.56 m

Ancho Tributario = 3.43 m

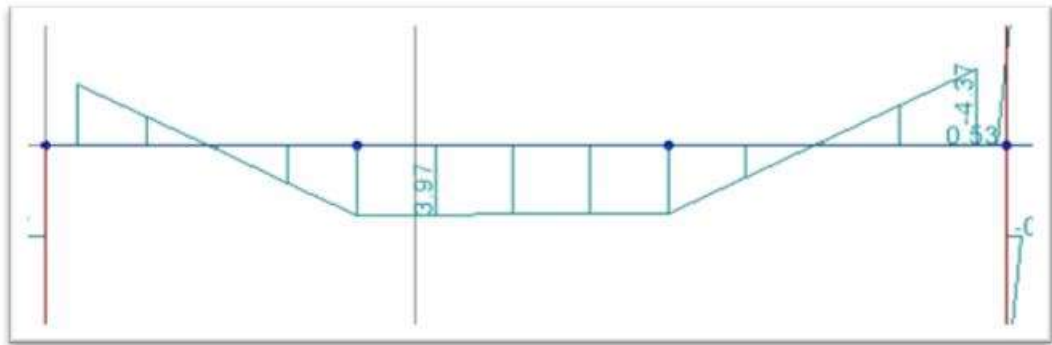


Figura 143 Vista de Momentos por carga muerta en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

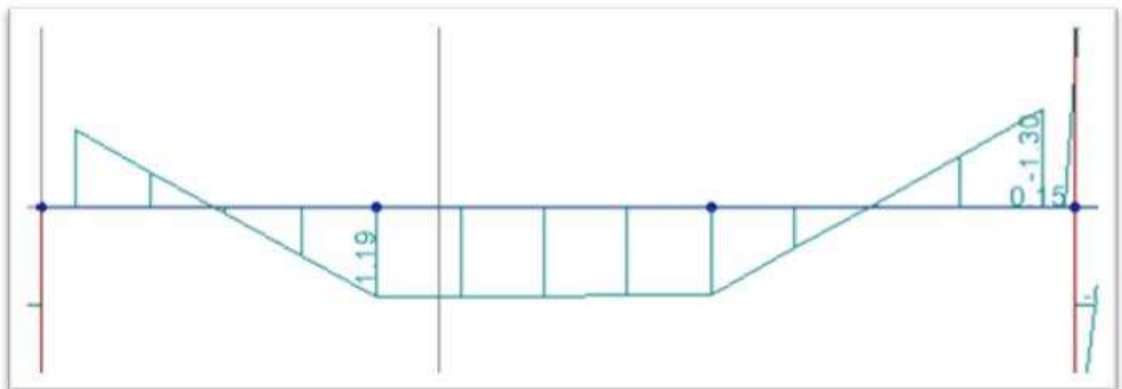


Figura 144 Vista de Momentos por carga viva en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas de sismo son cero, ya que el arriostre es el elemento que toma la fuerza producida, entonces la viga es un elemento proyectado por las fuerzas de la gravedad. Las conexiones se diseñarán en corte en esta viga.

Las vigas son arriostradas lateralmente por la placa colaboradora, haciendo que queden en la zona plástica donde desarrollan su mayor capacidad de flexión y la fórmula es usada:

$$M_n = \phi_b * F_y * Z_{xx}$$

El máximo momento que regirá el diseño se da por la combinación de 1.2D + 1.6L.

$$Mu = 1.2 (3.97) + 1.6 (1.19) = 6.67 \text{ ton-m} = 578.75 \text{ klb-in}$$

Hallaremos el modulo plástico requerido para hallar la viga para saber el elemento requerido:

$$Z_{xx} \text{ requerida} = \frac{Mu}{\phi F_y} = \frac{578.75}{0.9 \times 50} = 12.86 \text{ in}^3$$

Elegimos el perfil W21X44 ya que su módulo de sección plástica es de 95.40 in³ y la viga que es inmediatamente inferior del mismo peralte (W18) no cumple la solicitud. También escogemos esta viga porque no se puede tener un peralte mayor ya que no se cumpliría la altura mínima de piso a techo.

Por lo tanto:

$$M_n = \phi b * F_y * Z_{xx} = 0.9 \times 50 \times 95.40 = 4293 \text{ klb-in} = 49.47 \text{ tn-m}$$

Entonces podemos observar que la sección cumple el requerimiento de cargas.

EJE Y-Y :

Tabla 115 Propiedades del perfil definitivo de la VIGA DE PÓRTICO EN Y DEL 1ER Y 5to PISO: VBB – EJE 34 para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W10x45 - A36					
Área (A)=	13.30	in ²	Espesor del Alma (tw)	0.35	in
	85.81	cm ²		0.89	cm
Peralte (d) =	10.10	In	Ancho ala o patin (bf)	8.02	in
	25.65	cm		20.37	cm
Peso (Wt) =	45	lb/ft	Espesor	0.62	in

	67.00	kg/m	ala patin (tf)=	1.57	cm
Zx=	54.90	in3	bf/2tf	6.47	
	899.64	cm3			
Ix=	248	in4	h/tw	22.50	
	10321.79	cm4			

Fuente: Elaboración Propia

Longitud Libre = 3.50 m

Ancho Tributario = 0.00 m

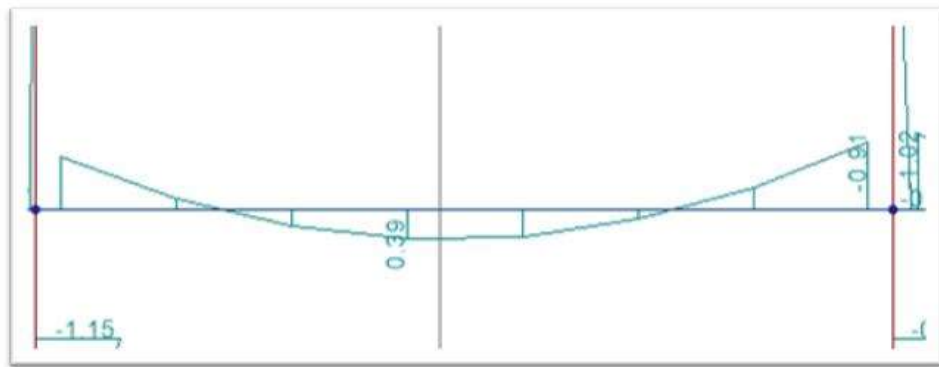


Figura 145 Vista de Momentos por carga muerta en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

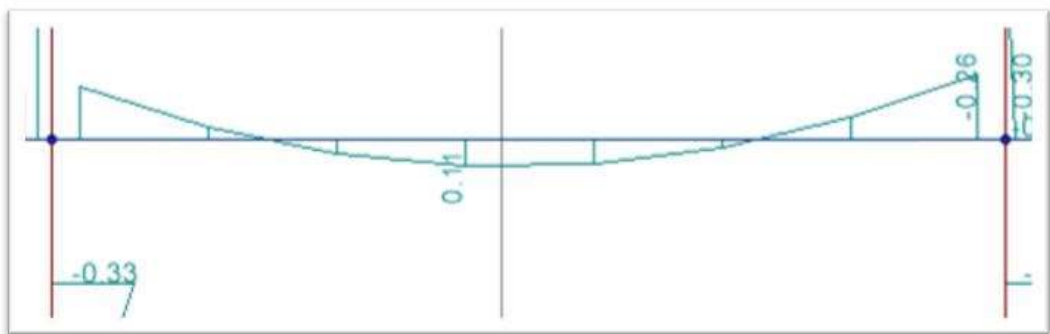


Figura 146 Vista de Momentos por carga viva en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

$$Mn = \phi b * Fy * Zxx$$

El máximo momento que regirá el diseño se da por la combinación de 1.2D + 1.6L.

$$Mu = 1.2 (0.39) + 1.6 (0.11) = 0.64 \text{ ton-m} = 55.53 \text{ klb-in}$$

Hallaremos el modulo plástico requerido para hallar la viga para saber el elemento requerido:

$$Zxx \text{ requerida} = \frac{Mu}{\phi Fy} = \frac{55.53}{0.9 \times 50} = 1.23 \text{ in}^3$$

Elegimos el perfil W10x45 ya que su módulo de sección plástica es de 54.90 in³ y la viga que es inmediatamente inferior del mismo peralte (W8) no cumple la sollicitación. También escogemos esta viga porque no se puede tener un peralte mayor ya que no se cumpliría la altura mínima de piso a techo.

Por lo tanto:

$$Mn = \phi b * Fy * Zxx = 0.9 \times 50 \times 54.9 = 2470.5 \text{ klb} - \text{in} = 28.47 \text{ tn} - \text{m}$$

Entonces podemos observar que la sección cumple el requerimiento de cargas.

B. Diseño por Corte

Según la norma la resistencia al cortante varía dependiendo de la relación que haya entre la altura libre del alma y el espesor de esta, según el perfil elegido vemos que:

EJE X-X :



Figura 147 Vista de Fuerza Cortante por carga muerta en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

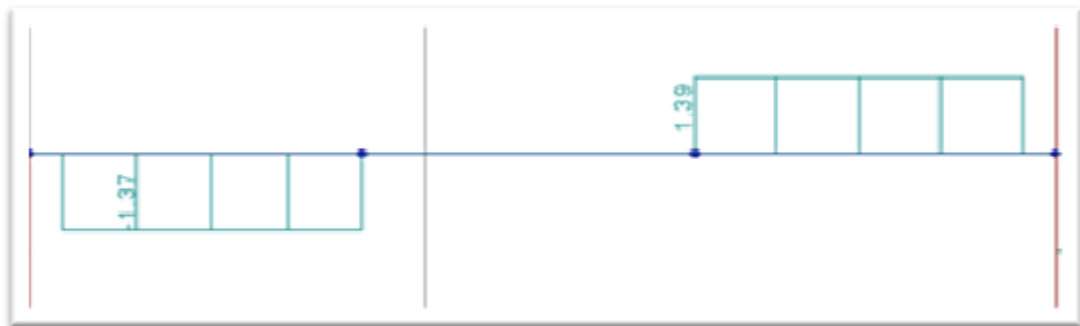


Figura 148 Vista de Fuerza Cortante por carga viva en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

La máxima fuerza cortante que regirá el diseño se da por la combinación de 1.2D + 1.6L.

$$V_u = 1.2 (4.69) + 1.6 (1.39) = 7.85 \text{ ton} = 17.27 \text{ kips}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{20.70}{0.35} = 59.14$$

Para $F_{yw} = 50 \text{ ksi}$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}} = 155.28$$

Cuando se tiene un valor menor a 155.28 como es nuestro caso la fuerza cortante nominal se define por:

$$V_n = 0.6 \times F_{yw} \times A_w$$

$$V_n = 0.6 \times 50 \times (0.35 \times 20.70) = 217.35 \text{ kips o } 98.79 \text{ tn}$$

La carga última es de 7.85 ton, esto es menor a la resistencia y por lo tanto cumple.

EJE Y-Y :

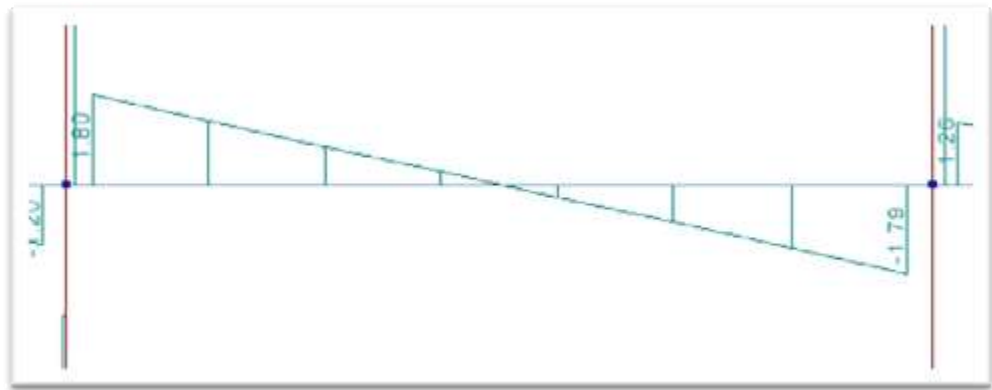


Figura 149 Vista de Fuerza Cortante por carga muerta en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

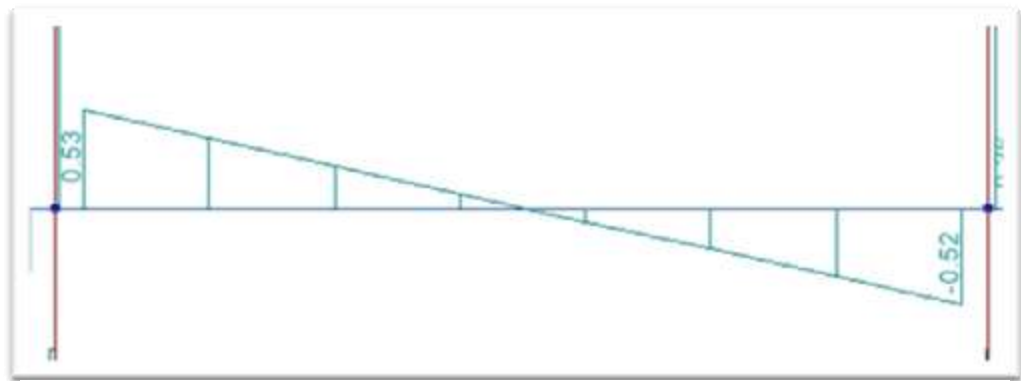


Figura 150 Vista de Fuerza Cortante por carga viva en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

La máxima fuerza cortante que regirá el diseño se da por la combinación de 1.2D + 1.6L.

$$V_u = 1.2 (1.80) + 1.6 (0.53) = 3.00 \text{ ton} = 6.62 \text{ kips}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{10.10}{0.35} = 28.85$$

Para $F_{yw} = 50$ ksi

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1098}{\sqrt{F_{yw}}} = 155.28$$

Cuando se tiene un valor menor a 155.28 como es nuestro caso la fuerza cortante nominal se define por:

$$V_n = 0.6 \times F_{yw} \times A_w$$

$$V_n = 0.6 \times 50 \times (0.35 \times 10.10) = 106.50 \text{ kips o } 48.41 \text{ tn}$$

La carga última es de 3.00 ton, esto es menor a la resistencia y por lo tanto cumple.

C. Deflexiones:

Las deflexiones máximas permitidas por la norma son $L/360$ para vigas, el manual LRFD nos da una fórmula para hallar las deflexiones máximas para vigas con sección I:

$$\Delta L = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

M: Es el momento generado por la carga viva en el centro del claro en klb-pie.

L: Es la longitud de la luz libre de la viga en pies.

C: Es una constante que se usa dependiendo de la forma de la carga, en este caso por tener la carga una configuración parecida a una carga lineal se usara el factor 161.

I: Es el momento de Inercia en pulg⁴.

EJE X-X :

$$\Delta L = \frac{ML^2}{C_1 I_X} = \frac{93.70 \times 18.24^2}{161 \times 843} = 0.23 \text{ in}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{218.89}{360} = 0.60 \text{ in}$$

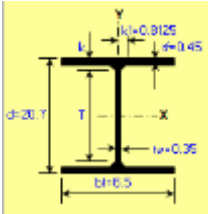
EJE Y-Y :

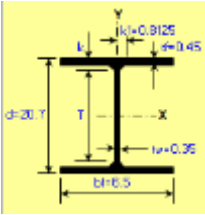
$$\Delta L = \frac{ML^2}{C_1 I_X} = \frac{8.66 \times 11.48^2}{161 \times 248} = 0.03 \text{ in}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{137.79}{360} = 0.38 \text{ in}$$

Como podemos observar la deflexión es menor a lo indicado en la norma.

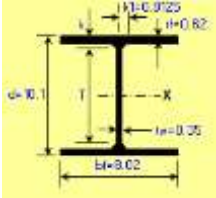
Tabla 116 Diseño de vigas de pórtico en X para el proyecto

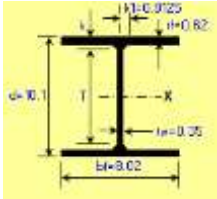
NOMENCLATURA DE LA VIGA	Luz Viga (m)	W elegido (h o d pulg)	DETALLE DE PERFIL
PRIMER NIVEL			
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES A-B)	5.56	W 21X44 (20.7 pulg)	
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES B-C)	4.71	W 21X44 (20.7 pulg)	
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES C-E)	4.25	W 21X44 (20.7 pulg)	
V66 (EJE D-E)	2.61	W 21X44 (20.7 pulg)	
SEGUNDO - QUINTO NIVEL			
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES A-B)	5.56	W 21X44 (20.7 pulg)	

V11, V22, V33, V44, V55 (EJES B-C)	4.71	W 21X44 (20.7 pulg)	
V11, V22, V33, V44, V55 (EJES C-E) AZOTEA	4.25	W 21X44 (20.7 pulg)	
V11, V22, V33 (EJES B-C)	7.18	W 21X44 (20.7 pulg)	
V44 (EJES B-C)	4.72	W 21X44 (20.7 pulg)	
V22, V33, V44, (EJES C-E)	4.25	W 21X44 (20.7 pulg)	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 117 Diseño de vigas de pórtico en Y para el proyecto

NOMENCLATURA DE LA VIGA	Luz Viga (m)	W elegido (h o d pulg)	DETALLE DE PERFIL	
PRIMER NIVEL				
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	4.43	W 10X45 (10.10 pulg)		
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50	W 10X45 (10.10 pulg)		
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 4-5)	4.50	W 10X45 (10.10 pulg)		
VDD Y VEE (EJE 5-6)	5.74	W 10X45 (10.10 pulg)		
SEGUNDO - QUINTO NIVEL				
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	4.43	W 10X45 (10.10 pulg)		
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50	W 10X45 (10.10 pulg)		
VAA, VBB, VCC, VEE	4.50	W 10X45		

(EJES 4-5)		(10.10 pulg	
AZOTEA			
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 1-2)	3.30	W 10X45 (10.10 pulg	
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 2-3 , 3-4)	3.50	W 10X45 (10.10 pulg	
VAA, VBB, VCC, VEE (EJES 4-5)	3.49	W 10X45 (10.10 pulg	

Fuente: Elaboración Propia

4.3.10.4. Diseño De Columnas

Las columnas son proyectadas por flexocompresión. En este caso, la columna más cargada se toma como ejemplo, entre los ejes 4 y B - C14. El propio peso en los cálculos no es considerado porque estos son menores en comparación con la carga muerta, viva y sismo. Por tener un pórtico arriostrado el valor de K en las columnas es igual a 1, porque generalmente cuando se tiene una estructura arriostrada los extremos de la columna no puede moverse lateralmente juntos para que el valor máximo que puede tener es 1.

Tabla 118 Propiedades del perfil definitivo de la columna para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W24x84 - A36					
Área (A)=	24.70	in ²	Espesor del Alma (tw)	0.35	in
	159.35	cm ²		0.89	cm
Peralte (d) =	24.10	ln	Ancho ala o patin (bf)	8.02	in
	159.35	cm		20.37	cm
Peso (Wt) =	84	lb/ft	Espesor ala patin (tf)=	0.62	in
	123.06	kg/m		1.57	cm

Zx=	224	in3	bf/2tf	6.47	
	3670.66	cm3	h/tw	22.50	
Ix=	2370	in4	rts	2.37	in
	98639.69	cm4		6.02	cm
rx	9.79	in	J	3.70	in4
	24.87	cm		153.99	cm4
Zy=	32.60	in3	c	1.0	
	534.21	cm3	Sx	196	in3
94.40	in4	3211.81		cm3	
Iy=	3928.94	cm4	Sy	20.9	in3
	1.95	in		342.48	cm3
ry	4.95	cm	ho	23.30	in

Fuente: Elaboración Propia

A. Cargas en las columnas:

Tabla 119 Cargas y momentos en las columnas

CARGAS	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
CARGA MUERTA	50.01	0.026	-0.514
CARGA VIVA	13.52	0.006	-0.167
CARGA DE SISMO EN X	2.80	-0.028	-6.396
CARGA DE SISMO EN Y	0.27	0.579	0.586

Fuente: Elaboración Propia

Para estos valores se tienen las siguientes combinaciones

Tabla 120 Cargas y Momentos últimos en las columnas

	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
1.2D + 1.6L	81.64	0.04	-0.88
1.2D + 0.5L + SXX	69.57	0.01	-7.10
1.2D + 0.5L + SYY	67.04	0.61	-0.11
0.9D + SXX	47.81	0.00	-6.86
0.9D + SYY	45.28	0.60	0.12

Fuente: Elaboración Propia

Podemos ver que los valores máximos son 1.2 D + 1.6 L, se elige esta combinación para el diseño y vemos que los momentos no son muy grandes. La longitud de la columna es:

$$L = 3.00\text{m} \times 3.28 \text{ pies/metro} = 9.84 \text{ pies}$$

B. Diseño por Flexión:

Resistencia de diseño por compresión axial del perfil de acero: La resistencia por compresión axial del perfil de acero es:

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A; \text{ donde } \phi_c = 0.9$$

Como se uniformizara la sección de la columna del 1er al 5to piso se calculara la longitud efectiva KL mayor entre los 3 pisos para cada eje del perfil, en este caso es la longitud mayor del primer piso 3.00 mts.

Se calcula la relación de esbeltez mayor o el gobernante entre ambos ejes del perfil:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{3.00}{\frac{24.87}{100}} = 12.06$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{3.00}{\frac{4.95}{100}} = 60.61$$

KL/r gobernante = 60.61 < 200

Se va a comparar el valor de la relación de esbeltez gobernante con $4.71\sqrt{E/F_y}$ para comprobar si el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra en rango elástico o inelástico:

$$60.61 < 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo elástico o inelástico:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \text{ (Rango elástico)}$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \text{ (Rango inelástico)}$$

Por lo tanto, gobierna el caso 1 (es decir el esfuerzo crítico de pandeo elástico), para lo cual primero debemos de calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi \times 2100000}{60.61^2} = 1795.89 \frac{kg}{cm^2} = 25.55 \text{ ksi}$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico F_{cr} , es:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2530}{1795.89}\right) \times 2530 = 1402.23 \frac{kg}{cm^2} = 19.94 \text{ ksi}$$

Resistencia de diseño por compresión axial:

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= 0.9 \times 1402.23 \times 159.35 = 201100.82 \text{ kg} = 201.10 \text{ tn} \\ &= 442.20 \text{ kips}\end{aligned}$$

Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil:

La resistencia a flexión del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil está en función de su compacidad y de su longitud no arriostrada L_b .

Para nuestro caso $L_b = 4.00 \text{ m}$, según tablas $L_p = 2.47 \text{ m}$, $L_r = 7.46 \text{ m}$.

Se tienen 3 casos para perfiles compactos para calcular la resistencia de diseño por flexión respecto al eje X-X del perfil de acero:

$$\text{Caso 1 Si: } L_b \leq L_p \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$\text{Caso 2: } L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow \phi_b M_n$$

$$= \phi_b \cdot C_b \left[M_p - (M_p - 0.70 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

$$\text{Caso 3: Si: } L_b > L_r \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b \cdot F_{cr} \cdot S_x \leq \phi_b M_p$$

Por lo tanto, gobierna el caso 2, además se considerara el valor de C_b igual a 1 en forma conservadora. La resistencia de diseño por flexión es entonces:

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 3670.66 \times 2530 = 9286769.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$0.70 F_y S_x = 2530 \times 3211.81 = 8125879.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b M_n$$

$$\begin{aligned}&= 0.9 \times 1.00 \times \left[9286769.8 \right. \\ &\quad \left. - (9286769.8 - 0.70 \times 8125879.3) \times \left(\frac{400 - 247}{746 - 400} \right) \right] \\ &\leq 0.9 \times 9286769.8\end{aligned}$$

$$2263738.46 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq 8358092.82 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi b Mn = 2263738.46 \text{ kg-cm} = 22.64 \text{ tn} - \text{m} = 164.14 \text{ kips} - \text{ft}$$

Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil:

La resistencia a flexión del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil está en función solo de su compacidad (siendo más directo solo del ala compacta).

$$\phi b Mn = \phi b Mpy = \phi b \cdot Fy \cdot Zy \leq 1.6 Fy Sy$$

$$\phi b Mn = 0.9 \times 2530 \times 534.21 = 1216396.17 \text{ kg-cm}$$

$$\leq 1.6 \times 2530 \times 342.48 = 1386359.04 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b Mn = 1216396.17 \text{ kg-cm} = 12.16 \text{ tn} - \text{m} = 88.16 \text{ kips} - \text{ft}$$

C. Diseño por Flexocompresión:

Como el valor de Pu es mucho mayor a los momentos se puede observar que el diseño será prácticamente por fuerza axial, por lo tanto:

Para hallar el perfil primero usaremos: $Kl/r = 50$

$$Pu = 81.64 \text{ ton o } 179.99 \text{ klb}$$

Usaremos la fórmula

$$Pu = \phi c \times Ag \times Fcr$$

$$\lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$\lambda c = \frac{50}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.66$$

Cuando se tiene un valor de $\lambda c < 1.5$ se usa la fórmula para hallar el Fcr:

$$F_{cr} = [0.658^{\lambda^2}] \times F_y = [0.658^{0.66^2}] \times 50 = 41.66$$

$$179.99 = 0.85 \times A_g \times 41.66$$

$$A_g = 5.08 \text{ in}^2$$

Se elige una sección que cumpla el criterio de ser sísmicamente compacta según las disposiciones del AISC 2005:

Para columnas de perfil W en un sistema de arriostres concéntricos especiales la relación ancho-espesor de la columna debe cumplir:

$$Ala = \frac{\text{Ancho}}{\text{Espesor}} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.225$$

$$Alma = \frac{\text{Largo}}{\text{Espesor}} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88$$

Al ver secciones que cumplan con estos requerimientos se mantiene la elección hallada en el predimensionamiento de una columna W24x84.

Para hallar la relación ancho-espesor del ala se considera la mitad del ancho total de la viga.

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{9.02/2}{0.77} = 5.85$$

Se halla la relación ancho-espesor del alma:

$$\frac{l/2}{t_w} = \frac{12.05}{0.47} = 25.63$$

Se puede ver que ambos valores son menores a las relaciones especificadas por lo tanto cumplen con las solicitaciones.

Para el lado del momento X-X el factor K es igual a 1 y la longitud es 4.00 metros ó 9.84 pies.

$$\frac{KL}{rx} = \frac{1 \times 9.84 \times 12}{9.79} = 12.60$$

Para el lado del momento Y-Y el factor K es igual a 1:

$$\frac{KL}{ry} = \frac{1 \times 9.84 \times 12}{1.95} = 60.55$$

Nos regimos por el KL/r de mayor valor, ya que quiere decir que en ese lado es más esbelto.

$$\lambda_c = \frac{60.55}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.80$$

$$F_{cr} = [0.658^{\lambda_c^2}] \times F_y = [0.658^{0.80^2}] \times 50 = 38.25$$

$$P_u = 0.85 \times 24.70 \times 38.25 = 803.05 \text{ klb}$$

Según la norma la interacción está limitada por las ecuaciones dependiendo de la relación entre la resistencia nominal y la resistencia requerida:

$$\frac{P_u}{\phi P_u} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Como la relación entre fuerzas axiales es de:

$$\frac{179.99}{803.05} \geq 0.2$$

$$0.22 \geq 0.2$$

Se usará la columna hallada en el predimensionamiento es decir W24x84.

Pero este perfil el valor de L_p es de 8.10 pies por lo tanto su capacidad de momento es:

$$Z_{xx} = 224 \text{ in}^3$$

$$M_{nxx} = \phi \times F_y \times Z_{xx} = 0.9 \times 50 \times \frac{224}{12} = 840 \text{ klb. ft} = 115.86 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Z_{yy} = 32.6 \text{ in}^3$$

$$\begin{aligned} M_{nyy} &= \phi \times F_y \times Z_{yy} = 0.9 \times 50 \times \frac{32.6}{12} = 122.25 \text{ klb. ft} \\ &= 16.86 \text{ ton} - \text{m} \end{aligned}$$

Y tenemos la fórmula especificada para flexocompresión:

$$0.22 + \frac{8}{9} \left(\frac{0.04}{115.86} + \frac{0.88}{16.86} \right) \leq 1$$

$$0.27 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas.

Para la columna C20 se mantiene la elección hallada en el predimensionamiento de una columna W10x12.

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{3.96/2}{0.31} = 6.39$$

$$\frac{l/2}{t_w} = \frac{9.87/2}{0.19} = 25.97$$

Se puede ver que ambos valores son menores a las relaciones especificadas por lo tanto cumplen con las sollicitaciones.

Para el lado del momento X-X el factor K es igual a 1 y la longitud es 4.00 metros ó 9.84 pies.

$$\frac{KL}{rx} = \frac{1 \times 9.84 \times 12}{9.79} = 12.60$$

Para el lado del momento Y-Y el factor K es igual a 1:

$$\frac{KL}{ry} = \frac{1 \times 9.84 \times 12}{1.95} = 60.55$$

Nos regimos por el KL/r de mayor valor, ya que quiere decir que en ese lado es más esbelto.

$$\lambda_c = \frac{60.55}{\pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.80$$

$$F_{cr} = [0.658^{\lambda_c^2}] \times F_y = [0.658^{0.80^2}] \times 50 = 38.25$$

$$P_u = 0.85 \times 3.54 \times 38.25 = 115.09 \text{ klb}$$

Según la norma la interacción está limitada por las ecuaciones dependiendo de la relación entre la resistencia nominal y la resistencia requerida:

$$\frac{P_u}{\phi P_u} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1$$

Como la relación entre fuerzas axiales es de:

Tabla 121 Cargas y momentos en las columnas

CARGAS	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
CARGA MUERTA	6.86	-0.018	0.017
CARGA VIVA	1.93	-0.005	0.005
CARGA DE	0.33	-0.001	-0.305

SISMO EN X			
CARGA DE			
SISMO EN Y	2.21	0.016	0.067

Fuente: Elaboración Propia

Para estos valores se tienen las siguientes combinaciones

Tabla 122 Cargas y Momentos últimos en las columnas

	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
1.2D + 1.6L	11.32	-0.03	0.03
1.2D + 0.5L + SXX	9.53	-0.03	-0.28
1.2D + 0.5L + SYY	11.41	-0.01	0.09
0.9D + SXX	6.50	-0.02	-0.29
0.9D + SYY	8.38	0.00	0.08

Fuente: Elaboración Propia

$P_u = 11.41 \text{ ton o } 24.45 \text{ klb}$

$$\frac{24.45}{115.09} \geq 0.2$$

$$0.21 \geq 0.2$$

Se usará la columna hallada en el predimensionamiento es decir W10x12.

Pero este perfil el valor de L_p es de 3.30 pies por lo tanto su capacidad de momento es:

$$Z_{xx} = 12.6 \text{ in}^3$$

$$M_{nxx} = \phi \times F_y \times Z_{xx} = 0.9 \times 50 \times \frac{12.6}{12} = 58.33 \text{ klb.ft} = 8.06 \text{ ton-m}$$

$$Z_{yy} = 1.74 \text{ in}^3$$

$$M_{nyy} = \phi \times F_y \times Z_{yy} = 0.9 \times 50 \times \frac{1.74}{12} = 6.53 \text{ klb. ft} = 0.91 \text{ ton} - \text{m}$$

Y tenemos la fórmula especificada para flexocompresión:

$$0.21 + \frac{8}{9} \left(\frac{0.01}{8.06} + \frac{0.09}{0.91} \right) \leq 1$$

$$0.30 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas.

D. Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil: La resistencia por cortante del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil está dado por:

$$\phi_v V_{nx} = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \quad ; \text{ donde } \phi_v = 1.0 \text{ y } A_w = d \times t_w$$

Cálculo de C_v :

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$\frac{22.91}{1.19} \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} \rightarrow C_v = 1$$

$$19.25 \leq 63.58 \rightarrow C_v = 1$$

Cálculo de $\phi_v V_{nx}$:

$$\phi_v V_{nx} = 1.0 \times 0.6 \times 2530 \times (61.21 \times 1.19) \times 1 = 110570.97 \text{ kg}$$

	110570.97	Kg		ETABS	
$\phi_v V_{nx} =$	110.57	tn	> V_{ux}	18.22	tn
	244.36	kip		40.27	kip

E. Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil: La resistencia por cortante del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil está dado por:

$$\phi_v V_{ny} = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \quad ; \text{ donde } A_w = 2 \times b_f \times t_f$$

Cálculo de C_v :

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} = \frac{b_f}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1 \text{ y } \phi_v = 0.9; \text{ donde } K_v = 1.2$$

$$\frac{22.912}{1.19} = 19.25 \leq 1.10 \sqrt{1.2 \frac{29000}{36}} = 34.20 \rightarrow C_v = 1$$

Cálculo de $\phi_v V_{ny}$:

$$\phi_v V_{ny} = 0.9 \times 0.60 \times 2530 \times (2 \times 22.91 \times 1.19) \times 1 = 82770.16 \text{ kg}$$

	82770.16	Kg		ETABS	
$\phi_v V_{ny} =$	82.77	tn	> V_{uy}	16.70	tn
	182.92	kip		36.90	kip

La tabla 122, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de las demás columnas de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 5to piso.

Tabla 123 Diseño de columnas para el proyecto

NOMENCLATURA DE COLUMNA	Pu (ton) asumido	Ag (cm²)	W Elegido
C01 A LA C19	81.64	159.35 (24.70 pulg ²)	W24X84
C20	11.41	14.14 (2.19 pulg ²)	W10x12
C21	81.64	159.35 (24.70 pulg ²)	W24X84
C22, C23	11.41	14.14 (2.19 pulg ²)	W10x12

Fuente: Elaboración Propia

4.3.10.5. Diseño De Arriostres

Los arriostres se diseñan por fuerzas de compresión o tracción, en estos casos analizaremos los casos más críticos con las fuerzas logradas en el ETABS. Se muestra como ejemplo el diseño en el arriostre del eje E en el segundo piso.

Cargas en los arriostres:

Carga muerta: -4.30 ton

Carga viva: -0.64 ton

Carga sismo ± 13.69 ton

Se ve que el caso más crítico es para el caso de:

1.2D + 0.5L + EXX

Tabla 124 Propiedades del perfil definitivo del arriostre para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil HSS6X6X1/2 – A36					
Área (A)=	9.74	in ²	Espesor de la pared	0.465	in
	62.82	cm ²		1.18	cm
Peralte (d) =	6	In	b/t	9.90	
	15.24	cm	h/t	9.90	
Peso (Wt) =	35.24	lb/ft	S=	16.1	in ³
	51.63	kg/m		263.88	cm ³
Z=	19.8	in ³			
	24.52	cm ³			
I=	48.3	in ⁴			
	2010.25	cm ⁴			
r	2.23	in			
	5.66	cm			

Fuente: Elaboración Propia

Se tiene que tomar en cuenta el factor de amplificación en el eje X-X al comparar el análisis estático con el dinámico.

$$1.2 \times (4.30) + 1.6 (0.64) + 13.69 = 19.87 \text{ tn} = 43.71 \text{ kips}$$

Como se uniformizara la sección del arriostre del 1er al 5to piso se calculara la longitud efectiva KL mayor entre los 5 pisos para cada eje del perfil, que en este caso será 5.96 m.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{5.96}{\frac{5.96}{100}} = 100 ; \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{5.96}{\frac{5.96}{100}} = 100$$

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} = 100 \leq 200$$

A. Diseño por compresión en los arriostres:

Comparar el valor de la relación de esbeltez gobernante con $4.71\sqrt{E/F_y}$ para ver si el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra en rango elástico o inelástico:

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$100 < 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

Primero debemos de calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000}{100^2} = 2072.62 \frac{kg}{cm^2} = 29.49 \text{ ksi}$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico F_{cr} , es:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y = \left[0.658 \frac{2530}{2072.62}\right] \times 2530 = 1518.29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$= 21.60 \text{ ksi}$$

Resistencia de diseño por compresión axial:

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \quad ; \text{ donde } \phi_c = 0.9$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 1518.29 \times 62.82 = 85841.08 \text{ kg} = 85.84 \text{ tn} = 188.83 \text{ kips}$$

Se ve que las fuerzas son menores a la resistencia entonces se usa este arriostre.

B. Resistencia de diseño por tensión o tracción axial del perfil de acero:

$$\frac{Lx}{rx} = \frac{5.96}{\frac{5.96}{100}} = 100 ; \frac{Ly}{ry} = \frac{5.96}{\frac{5.96}{100}} = 100$$

$$\frac{L}{r} \text{ gobernante} = 100 \leq 300$$

Resistencia de diseño a fluencia en tensión o tracción del área total Ag:

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot ; \text{ donde } \phi_t = 0.9$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 2530 \times 62.82 = 143041.14 \text{ kg} = 143.04 \text{ tn} = 314.66 \text{ kips}$$

La tabla 124, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de los demás arriostres de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 5to piso.

Tabla 125 Diseño de arriostres o contraventeos

Nomenclatura arriostre en X	HSS elegido
A1 -X	HSS 6X6X1/2
A2 -X	HSS 6X6X1/2
Nomenclatura arriostre en Y	HSS elegido
A1 -Y	HSS 6X6X1/2
A2 -Y	HSS 6X6X1/2
A3 -Y	HSS 6X6X1/2

Fuente: Elaboración Propia

4.3.10.6. Conexiones

A. Conexión Viga – Arriostre - Columna:

Se tomara como ejemplo la conexión donde se encuentra el arriostre, la viga y la columna.

Tenemos los datos:

Columna W24x84

d= 24.1 in Ag= 27.7 in² Tf = 0.77 in.
bf= 9.02 in. tw= 0.47 in

Arriostre: HSS 6x6x1/2

d= 6.0 in Ag= 9.74 in² Tf = 0.465 in.
bf= 6.0 in. tw= 0.465 in

Viga : W21x44

d= 20.7 in Ag= 13.0 in² Tf = 0.45 in.
bf= 6.5 in. tw= 0.35 in

Al diseñar conexiones estas tienen ciertos requerimientos. Estos deben diseñarse por capacidad asumiendo que los arriostres llevan su máxima capacidad en tracción y el 30 % de su capacidad en compresión, esto según el AISC 341 Seismic Provisions, así fuerzas halladas por el análisis no se consideran. Se hace esto pues se quiere proteger las zonas más vulnerables, en este caso las conexiones en los edificios.

Tracción en los arriostres:

$$T_u = R_y \times F_y \times A_g = 2.23 \times 50 \times 9.74 = 1086.01 \text{ kips} = 493.64 \text{ ton}$$

Compresión en los arriostres:

$$\phi_c P_n = 85.84 \text{ tn} = 188.83 \text{ kips}; \phi = 0.85$$

$$1.1 \times R_y \times P_n = 1.1 \times 2.23 \times 188.83 / 0.85 = 544.94 \text{ kips} = 247.70 \text{ ton.}$$

Método de la Fuerza Uniforme:

Se escoge este método de tal forma que no hayan momentos flectores en las tres interfaces de la conexión: cartela a viga, cartela a columna y viga a columna. En ausencia de momento, estas conexiones se diseñan a corte.

Se define:

- α : Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la interfase cartela-viga.

- β : Distancia desde el límite de la viga hasta el centroide de la interfase cartelacolumna.

- e_b : La mitad del peralte de la viga.

- e_c : La mitad del peralte de la columna.

Para que se cumpla lo antes mencionado, la siguiente expresión debe ser cumplida:

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

Se muestra a que corresponde cada valor gráficamente en la siguiente figura:

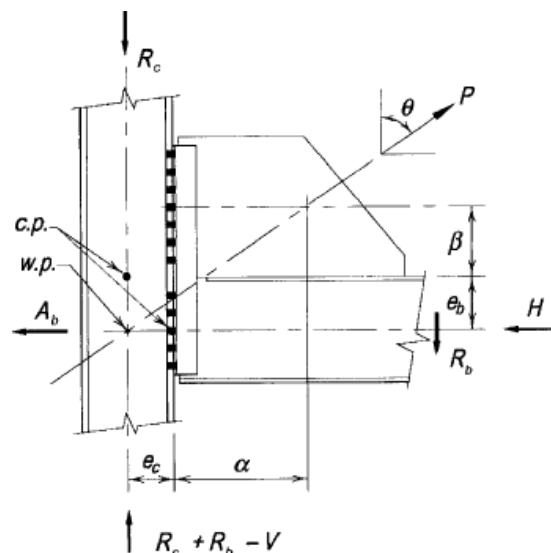


Figura 151 Símbolos para el diseño de la conexión

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

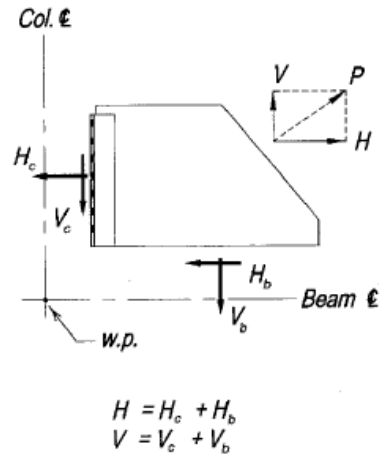


Figura 152 Diagrama de Fuerzas para la cartela

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

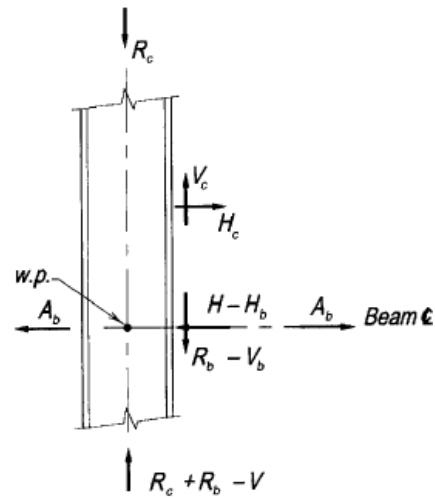


Figura 153 Diagrama de fuerzas en la columna

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

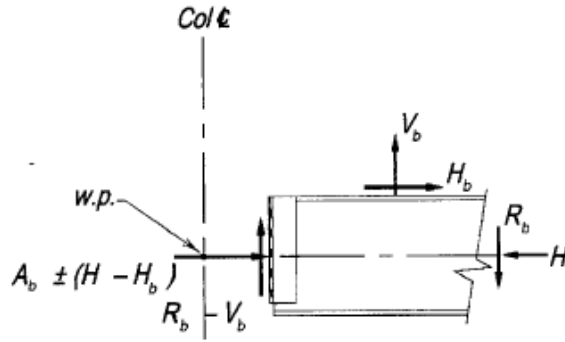


Figura 154 Diagrama de fuerzas en la viga

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

Por geometría se obtiene:

$$\Theta = 65^\circ \quad \tan(65) = 2.14$$

$$e_b = d_{\text{columna}}/2 = 24.1/2 = 12.05 \text{ in.}$$

$$e_c = d_{\text{viga}}/2 = 20.7/2 = 10.35 \text{ in.}$$

Se elige un α y se va tanteando la geometría:

$\alpha = 50 \text{ cm}$ ó 19.69 in , por lo tanto usando la ecuación se obtiene

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

$$19.69 - \beta 2.14 = 12.05 \times 2.14 - 10.35 = 1.99 \text{ in} = 5.05 \text{ cms}$$

Como se puede apreciar en la siguiente figura, se tiene la fuerza P que está repartida en V y H.

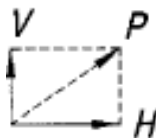


Figura 155 Distribución de fuerzas

Fuente: AISC Steel Construction Manual 13th

Se sabe también que $H = H_c + H_b$ y $V = V_c + V_b$. Esto quiere decir que la fuerza tiene que repartirse en la columna y en la viga. Con esto se halla el valor r :

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$r = \sqrt{(19.69 + 10.35)^2 + (1.99 + 12.05)^2} = 33.16 \text{ in}$$

El valor r es el valor de la hipotenusa del triángulo con catetos $\alpha + e_c$ y $\beta + e_b$. Esto para poder distribuir la fuerza que hay en el arrioste en la viga y la columna.

La fuerza $P = 43.71$ kips.

Se halla las fuerzas horizontales y verticales en las vigas y columnas:

$$V_c = \frac{\beta}{r} P = \frac{1.99}{33.16} 43.71 = 2.62 \text{ kips}$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P = \frac{10.35}{33.16} 43.71 = 13.64 \text{ kips}$$

$$H_b = \frac{e_b}{r} P = \frac{12.05}{33.16} 43.71 = 15.88 \text{ kips}$$

$$V_b = \frac{\alpha}{r} P = \frac{19.69}{33.16} 43.71 = 25.95 \text{ kips}$$

Diseño del arrioste hacia la cartela:

El arrioste y la cartela están conectadas por medio de pernos y una doble plancha de acero $F_y = 50$ ksi y diseñada para la fuerza de tracción y compresión en los arriostres.

Falla de pernos por corte:

Se analiza la fuerza cortante que hay en los pernos luego se tiene la fuerza solicitada que en este caso es de 43.71 kips ya que se asume que el arriostre trabaja a tracción y la capacidad cortante de un perno de 3/4" de diámetro A-307 es de 27.02 kips cuando trabaja a doble cortante y se considera que esta empernado de tal forma que sienta el contacto con la plancha en su parte lisa y no estriada. Por la figura de la conexión se ve que el perno trabaja a doble cortante.

$$43.71/27.02 = 1.62 = 2 \text{ pernos}$$

Falla por tracción de la plancha:

$$\phi F_y \times A_n \geq P$$

$$0.9 \times 50 \times A_n \geq 43.71$$

El perno tiene una holgura, es decir el diámetro del agujero es de 13/16".

Se halla el espesor de la plancha donde están conectados los pernos a la cartela, se verifica su capacidad a tracción ya que este es el caso más crítico, se ve que el ancho a analizar será de 16 cm.

$$\text{Area Neta} = (17 - 2 \times 2.06) \times \text{Espesor} = 12.88 \text{ cms} \times e = 5.07 \text{ in} \times e$$

$$0.9 \times 50 \times 5.07e \geq 43.71$$

$$e = 0.19 \text{ in} = 0.48 \text{ cms}$$

Se escoge dos planchas de 25 mm de espesor cada una.

Falla por tracción de la cartela:

Como se tienen 2 planchas se escogen dos planchas de 25 mm de espesor cada una.

Se halla el espesor de la misma cartela:

$$\text{Area Neta} = 21.5 \text{ cms} \times \text{Espesor} = 21.5 \text{ cms} \times e = 8.46 \text{ in} \times e$$

$$0.9 \times 50 \times 8.46e \geq 43.71$$

$$e = 0.11 \text{ in} = 0.28 \text{ cms}$$

Se escoge un espesor de 30 mm.

Falla por compresión de la cartela:

Las Seismic Provisions nos dice que la cartela se debe diseñar con la fuerza de $1.1 \cdot R_y$ por la capacidad en compresión de los arriostres. El r_y se define como 1.6 ya que para cartelas de acero grado 50 se tiene este valor.

Se sabe que en el arriostre:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 1518.29 \times 62.82 = 85841.08 \text{ kg} = 85.84 \text{ tn} = 188.83 \text{ kips}$$

$$P_n = 188.83 / 0.9 = 209.81 \text{ kips}$$

$$1.1 \times 1.6 \times 209.81 = 369.26 \text{ kips}$$

Para la plancha de 30 mm de espesor ó 1.18 in .

$$r = \frac{1.18}{\sqrt{12}} = 0.34 \text{ in}$$

Valores de K para columnas

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y Traslación impedida Rotación libre y Traslación impedida Rotación impedida y Traslación libre Rotación libre y Traslación libre 					

Con $K=1.2$, la distancia promedio de pandeo es 52 cm ó 20.47 in.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 20.47}{0.34} = 72.25$$

De la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual 13th:

Se tiene un $\phi F_{cr} = 22.30$ ksi

Se define el ancho para la evaluación a compresión que es el ancho de la cartela a 5 cm de la plancha conectada y perpendicular al arriostre. Esta distancia es aproximadamente 53 cm ó 20.86 pulg.

$$\phi R_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

$$\phi R_n = 22.30 \times (20.86 \times 1.18) = 548.91 \text{ kips} > 209.81 \text{ kips}$$

Por lo tanto cumple lo solicitado.

Resistencia al aplastamiento del perno:

$$\phi \times 2.4 \times d \times t \times F_u = 0.75 \times 2.4 \times \frac{3}{4} \times 1.968 \times 65 = 172.69 \text{ kips por perno}$$

Resistencia total = 345.48 kips en dos pernos.

B. Diseño de la cartela a la viga

Es resistida por una soldadura en la interfase entre viga y la cartela.

La capacidad de la soldadura por longitud es:

Resistencia de diseño = ϕ x (Resistencia nominal de la soldadura) x (garganta t) x (longitud de la soldadura)

Resistencia nominal de la soldadura = 0.6 x F_{exx}

Se emplearan electrodos de 70 ksi por lo tanto F_{exx}= 70 ksi

Garganta de la soldadura= 0.707 x espesor de la soldadura

Resistencia de diseño = 0.75 x (0.6 x 70) x (0.707 x espesor de la soldadura) x (1)

Resistencia de diseño = 22.27 x espesor de la soldadura

Por pulgada el espesor de la soldadura es el siguiente:

El destaje que se le hace a la viga es de 2 cm ó 0.79 pulg.

$$L_w = 2 \times (\alpha - 0.79) = 2 \times (19.69 - 0.79) = 37.80 \text{ in.}$$

$$f_x = \frac{Hb}{2L_w} = \frac{15.88}{2 \times 37.8} = 0.21 \text{ ksi}$$

$$f_y = \frac{Vb}{2L_w} = \frac{25.95}{2 \times 37.8} = 0.34 \text{ ksi}$$

$$fr = \sqrt{fx^2 + fy^2} = \sqrt{0.21^2 + 0.34^2} = 0.38 \text{ ksi}$$

El tamaño requerido de la soldadura sería:

$$t_{soldadura} = \frac{0.38}{22.27} = 0.02 \text{ in} = 0.05 \text{ cm} = 1 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 8mm o 0.314 pulg.

Se comprueba la capacidad cortante de la viga W21x44 para ver si puede soportar las cargas:

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w = 0.6 \times 50 \times 3.53 = 105.90 \text{ kips} > V_b = 25.95 \text{ kips}$$

C. Diseño de la Cartela a la Columna:

Es resistida por una soldadura en la interfase entre viga y la cartela.

Por pulgada, el esfuerzo en la soldadura es el siguiente.

$$L_w = 2 \times \beta = 2 \times 1.99 = 3.98 \text{ in.}$$

Se halla el espesor de la plancha que esta soldada a la columna:

$$fx = \frac{H_c}{2L_w} = \frac{13.64}{2 \times 3.98} = 1.71 \text{ ksi}$$

$$fy = \frac{V_c}{2L_w} = \frac{2.62}{2 \times 3.98} = 0.33 \text{ ksi}$$

$$fr = \sqrt{fx^2 + fy^2} = \sqrt{1.71^2 + 0.33^2} = 1.74 \text{ ksi}$$

El tamaño requerido de la soldadura sería:

$$t_{soldadura} = \frac{1.74}{22.27} = 0.08 \text{ in} = 0.23 \text{ cm} = 2.03 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 8mm o 0.314 pulg.

D. Diseño de Viga - Columna:

Para evitar que la conexión sea puntual, la placa de conexión entre la viga y la columna se colocará no debajo del soporte, sino en un área donde el soporte no esté más en la viga. Esta placa que tendrá tornillos soportará sólo fuerzas de corte y será anexada a la viga por medio de una soldadura y atornillada a la columna. Un pedazo de la viga se deja conectado a la columna y esta viga será unido por medio de una soldadura con penetración total en la columna. La forma de conexión se presenta en la siguiente figura:

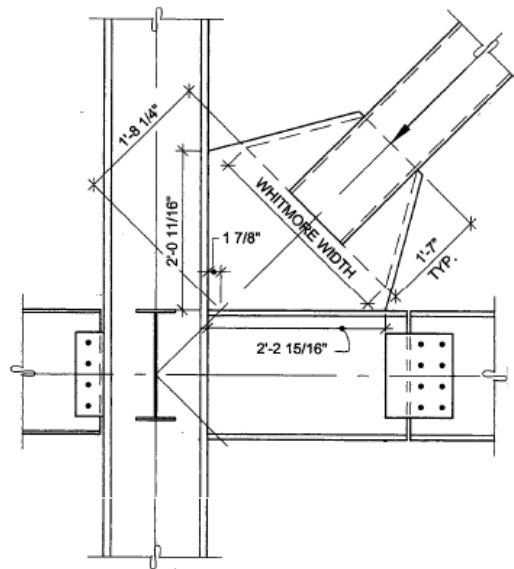


Figura 156 Forma de la conexión

Fuente: AISC 327-05 Seismic Design Manual

Fuerza cortante por carga muerta: 4.95 ton = 10.89 kips

Fuerza cortante por carga viva: 1.52 ton = 3.34 kips

Rb: Fuerzas cortantes por cargas de gravedad

$$V_b + R_b = 25.95 - (1.2 \times 10.89 + 0.5 \times 3.34) = 11.21 \text{ kips}$$

El peralte de la viga W21x44 es 20.7 in.

Se halla el espesor de la plancha:

Longitud de la plancha: = 32 cm ó 12.6 pulg

$$fy = \frac{Vb + Rb}{L} = \frac{25.95 + 11.21}{12.6} = 2.95 \text{ ksi}$$

El espesor requerido por fuerzas de la plancha en la zona viga-columna será:

$$t \text{ plancha} = \frac{2.95}{50} = 0.06 \text{ in} = 1.52 \text{ mm}$$

Se tiene en cuenta que la plancha al estar unida por soldadura a la viga, se debe considerar como espesor mínimo de esta el espesor de la soldadura más 1/8 de pulgada.

$$fy = \frac{Vb + Rb}{2L} = \frac{25.95 + 11.21}{2 \times 12.6} = 1.47 \text{ ksi}$$

$$t \text{ soldadura} = \frac{1.47}{22.27} = 0.07 \text{ in} = 1.78 \text{ mm}$$

Se elegirá una soldadura de 5 mm y una plancha de 6 mm.

Diseño de pernos:

Se analiza la capacidad de los pernos para fuerzas de corte:

Se usarán pernos de 3/4" de tipo A490-X

$$\frac{\phi Rn}{N} \leq 24.9 \rightarrow \frac{91.53}{24.9} = 4 \text{ pernos}$$

E. Diseño de Conexión viga-vigueta

Resistencia al corte de la viga

$$A_w = H_{tw} = 20.7 \times 0.35 = 7.24 \text{ in}^2 = 46.71 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v = 0.6 \times 2530 \times 46.71 \times 1 = 70905.68 \text{ kg} = 70.91 \text{ ton} = 156.00 \text{ kips}$$

Carga de diseño en el alma

AISC indica que se considera como mínimo $\phi V_n/2$ para diseñar conexiones de apoyo simple.

$$V_u = \phi V_n/2 = 1 \times 156/2 = 78 \text{ kips}$$

$$V_u = 78 \text{ kips (LRFD)}$$

$$V_u = 18.41 \text{ kips (Análisis Estructural)}$$

Soldadura en el alma de la vigueta W6x9

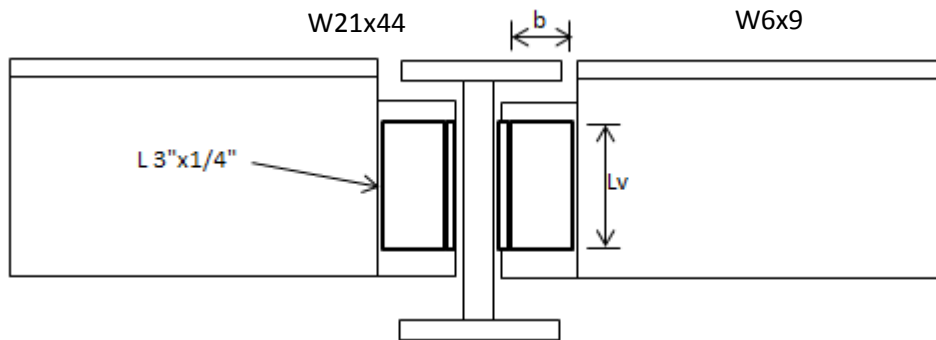
Datos de la conexión

$$\text{Angulo} = L \frac{1}{4}''$$

$$L_v = 12 \text{ cms}$$

$$b = 6.5 \text{ cms}$$

Soldadura = E70XX con arco protegido



$$\bar{x} = \frac{b^2 + bLv}{2b + Lv} = \frac{6.5^2 + 6.5 \times 12}{2 \times 6.5 + 12} = 4.81 \text{ cms}$$

$$I_p = 723.68 \text{ cm}^4$$

Corte directo en soldaduras verticales

$$Rv = \frac{Vu}{2Lv} = \frac{35454.55}{2 \times 12} = 1477.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 1.5 \text{ ton/cm}$$

En el punto A

$$Rx = 1.5 \times \sin 45^\circ = 1.06 \text{ ton/cm}$$

$$Ry = 1.5 \times \cos 45^\circ = 1.06 \text{ ton/cm}$$

$$Ru = \sqrt{Rx^2 + Ry^2} = \sqrt{1.06^2 + 1.06^2} = 1.5 \text{ tn/cm}$$

Proponemos tamaño de soldadura

Tabla 126 Resistencia del diseño al corte de la soldadura con electrodo protegido.

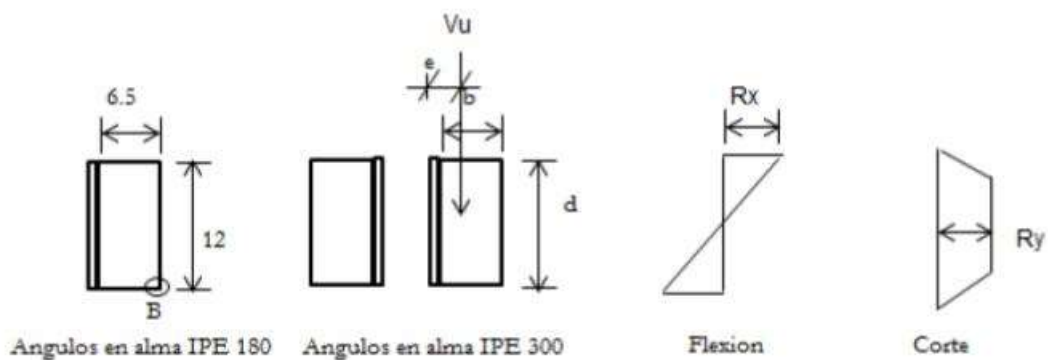
Tamaño Nominal del Electrodo Protegido		E60XX		E70XX	
In (pulgadas)	mm	Kip/in	Ton/cm	Kip/in	Ton/cm
1/8"	3.1750	2.38	0.412	2.77	0.480
3/16"	4.7625	3.58	0.667	4.18	0.779
1/4"	6.3500	4.77	0.800	5.57	0.934
5/16"	7.9375	5.97	1.068	6.96	1.245
3/8"	9.5250	7.16	1.214	8.35	1.416
7/16"	11.1125	8.35	1.494	9.74	1.743
1/2"	12.7000	9.54	1.634	11.14	1.914
9/16"	14.2875	10.74	1.921	12.53	2.242
5/8"	15.8750	11.93	2.135	13.92	2.491
11/16"	17.4625	13.12	2.348	15.31	2.734
3/4"	19.0500	14.32	2.563	16.70	2.988

Fuente: Luis F. Zapata Baglieto (2004) – Diseño estructural en acero.

$$W_s = 11.11 \text{ mm} = 7/16''$$

$$\Phi R_n = 1.743 \text{ tn/cm} > R_u = 1.5 \text{ tn/cm}$$

Soldadura en el alma de la viga W21x44



Esfuerzo por flexión

$$S = \frac{d^3}{3} + 2bd = \frac{12^3}{3} + 2(6.5 \times 12) = 732 \text{ cm}^3$$

En el punto B

$$R_x = \frac{Vu_{ed}/2}{S} = \frac{35.45 \times 1.61 \times 12/2}{732} = 0.47 \text{ tn/cm}$$

$$R_y = \frac{Vu/2}{d+2b} = \frac{35.45/2}{12+2 \times 6.5} = 0.71 \text{ tn/cm}$$

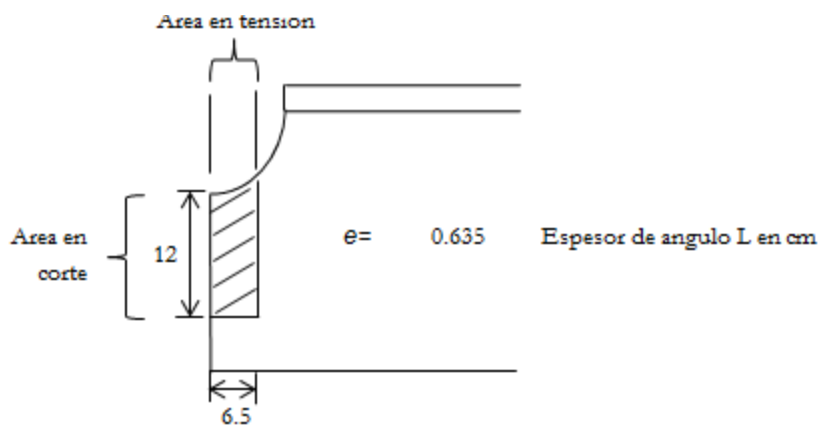
$$R_u = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = \sqrt{0.47^2 + 0.71^2} = 0.93 \text{ tn/cm}$$

Proponemos tamaño de soldadura

$$W_s = 5.57 \text{ mm} = 1/4''$$

$$\Phi R_n = 0.934 \text{ tn/cm} > R_u = 0.93 \text{ tn/cm}$$

Verificación del ángulo



Bloque de corte

$$A_{vg} = de = 12 \times 0.635 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (b - 1/4) e = (6.5 - 1/4) \times 0.635 = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{tg} = be = 6.5 \times 0.635 = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ns} = (d - \frac{1}{4}) e = (12 - \frac{1}{4}) \times 0.635 = 7.22 \text{ cm}^2$$

Cálculo de resistencia

$$\Phi = 0.75$$

$$\Phi P_n = \Phi (0.60 \times F_y A_{vg} + A_n F_u) = 0.75 \times ((0.60 \times 2530 \times 7.62) + (3.72 \times 4080)) = 20.07 \text{ tn/cm}$$

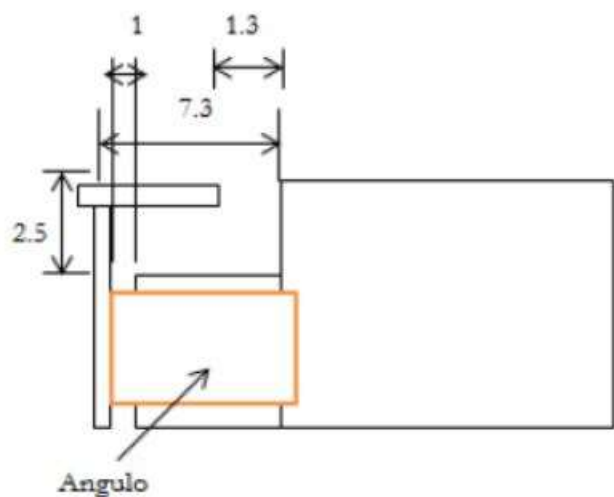
$$\Phi P_n = \Phi (0.60 \times F_u A_{ns} + A_t F_y) = 0.75 \times ((0.60 \times 4080 \times 7.22) + (4.13 \times 2530)) = 21.08 \text{ tn/cm}$$

$$P_u = \Phi V_n / 2$$

Entonces: $21.08 \text{ tn/cm} > 8.37 \text{ tn/cm}$

Verificación de dimensiones

Según el ala de la viga al que se unirá, se propone las dimensiones de corte.



F. Diseño de Planchas Base:

Cuando analizamos las cargas que están en las placas de base, se observa que los casos críticos son aquellos en que hay una gran fuerza axial con poco tiempo. Esto ocurre porque el edificio tiene arrisotres, lo que significa que momentos importantes no surgen en la base. Hay baja excentricidad cuando

ésta no excede un sexto de la longitud de la placa, según el AISC - Design of Column Base Plates..

Se determina las fuerzas y momentos últimos para la columna más cargada (columna C14 entre el eje 4 y B):

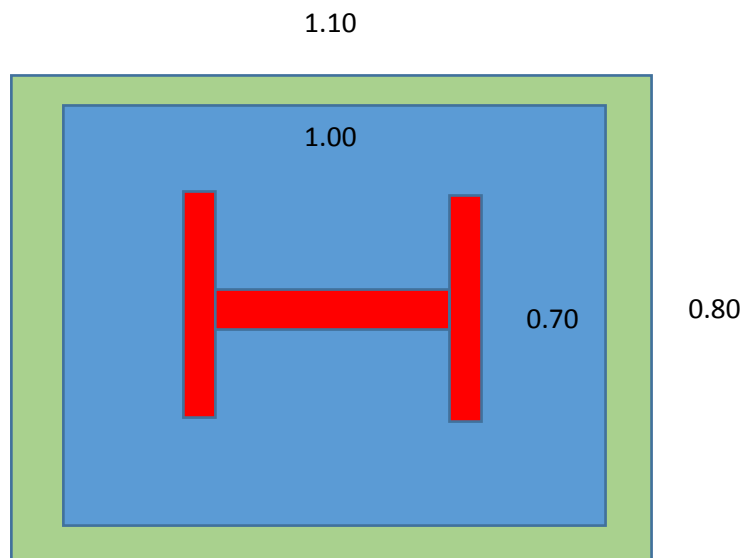
$$P_u = 81.64 \text{ ton} = 179.91 \text{ kips}$$

$$V_u = 18.22 \text{ ton} = 40.08 \text{ kips}$$

$$M_u = 6.86 \text{ ton.m} = 589.20 \text{ kips.in}$$

$$\text{Excentricidad} = 1.81 \text{ cm}$$

Se tiene $\text{Largo}/6 = 100\text{cm}/6 = 16.66 \text{ cm}$, como 1.81 cm es menor a este valor se considera que la plancha base presenta baja excentricidad.



Diseño por Aplastamiento de la Plancha Base

Esfuerzo de aplastamiento: Se usará un concreto de 210 kg/cm² ó 3 ksi para las zapatas en este proyecto y se escoge una plancha base de 70 cm de ancho por 100 cm de largo y las medidas consideradas en el pedestal de 80 cm de ancho por 110 cm de largo.

$$f_p = 0.85 \times \phi_c \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_p = 0.85 \times 0.6 \times 3 \times \sqrt{\frac{43.31 \times 31.5}{39.37 \times 27.56}} = 1.72 \text{ ksi}$$

Cuando se tiene baja excentricidad los esfuerzos en la plancha se hallan con la fórmula:

$$\frac{P}{B \times N} \pm \frac{M \times c}{I}$$

Siendo:

P: Carga última

N y B: Dimensiones de la plancha base. (Largo y Ancho)

M: Momento último.

I: Inercia de la Plancha Base

c: Es la mitad de N.

$$\frac{179.91}{39.37 \times 27.56} \pm \frac{589.20 \times \frac{39.37}{2}}{\frac{39.37 \times 27.56^3}{12}}$$

$$0.16 \pm 0.17 = 0.33 - 0.01$$

Los esfuerzos serán: 0.33 ksi y 0.01 ksi. Estos valores son menores al esfuerzo de aplastamiento.

Para hallar el momento Mplu:

Se halla el esfuerzo en:

$$\frac{N - 0.95d}{2} = \frac{39.37 - 0.95 \times 24.7}{2} = 7.95$$

A esa distancia medida del borde de la plancha base hacia la columna, se halla el momento para diseñar la plancha base.

$$\frac{0.33 - 0.01}{39.37} = \frac{x - 0.01}{39.37 - 7.95}$$

$$X = 0.27 \text{ ksi}$$

$$M_{plu} = \frac{0.27 \times 7.95^2}{2} + \frac{(0.33 - 0.27) \times 7.95}{2} \times \frac{2}{3} \times 7.95 = 46.49 \text{ in} - \text{kips/in}$$

Se halla el espesor de la plancha con la fórmula:

$$tp = \sqrt{\frac{4 \times M_{plu}}{0.90 \times F_y}}$$

$$tp = \sqrt{\frac{4 \times 46.49}{0.90 \times 50}} = 2.03 \text{ in} = 5.16 \text{ cms} = 60 \text{ mm aproximadamente}$$

Se usa una plancha de 60 mm de espesor.

Diseño por fuerzas cortantes:

Se asume que la fuerza cortante es soportada por las llaves de corte. Para este se vio que la sección crítica es en el pedestal de los ejes 4 y B .

Se tienen las fuerzas axiales en la plancha base:

$$\text{Sismo en XX} = 15.33 \text{ ton}$$

$$\text{Carga Muerta} = 50.01 \text{ ton}$$

$$\text{Carga Viva} = 13.52 \text{ ton}$$

Fuerzas cortantes:

Sismo en XX = 2.80 ton

Carga Muerta = 2.42 ton

Carga Viva = 0.19 ton

El caso más crítico es en el que hay poca carga axial ya que no habría mucha fricción por lo que la cortante que actuaría sería mayor.

Combinación del LRFD: 0.9D + SX (Se considera que la fuerza en el arriostre es la fuerza de sismo)

Carga Axial = 0.9 x 50.01 ton + 15.33 ton = 60.34 ton ó 132.74 kips

Fuerza Cortante = 0.9 x 2.42 + 2.80 = 4.98 ton ó 10.95 kips

Se asume que el coeficiente de fricción entre el concreto y el acero es de 0.55.

$$Vlg = 0.9 \times 0.55 \times 132.74 - 10.95 = 54.76 \text{ kips}$$

Se tiene que el área requerida para la plancha de corte es:

$$Alg = \frac{Vlg}{0.85 \times \phi_c \times f'_c} = \frac{54.76}{0.85 \times 0.6 \times 3} = 35.79 \text{ in}^2 = 231.19 \text{ cm}^2$$

Entonces se escoge una plancha 30 cm de ancho por 10 cm de alto, esto sin contar el grout que existe en la base. Esto se suelda a la plancha con una soldadura de penetración.

30 cm = 11.81 pulg y 10 cm = 3.94 pulg

$$Mlg = \frac{54.76}{11.81} \times \frac{3.94}{2} = 9.13 \text{ in kips/in}$$

$$tlg = \sqrt{\frac{4 Mlg}{0.9 F_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 9.13}{0.9 \times 50}} = 0.82 \text{ in} = 2.08 \text{ cms}$$

Se usara una plancha de 30 cm por 10 cm de alto con un espesor de 2.5 cm y de grado 50.

Diseño por tensión:

Se debe considerar que en algunos casos la fuerza de sismo en tracción es más alta que el peso por carga muerta y por carga viva por lo tanto para este caso se debe considerar que las fuerzas son soportadas por los pernos, estos son del tipo ASTM A193 Grado B7. La carga última se considera la combinación 0.9D+SXX. Se calcula para el pedestal que se encuentra entre los ejes 4 y B.

$$P_u = 0.9 (50.01) + 15.33 = 60.34 \text{ ton } \text{ ó } 132.75 \text{ kips (en tracción)}$$

Se colocaran por geometría 4 pernos en la estructura por lo que se tiene que la fuerza en cada perno será de:

$$P_u/6 = 22.13 \text{ Kips}$$

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 \times \phi_t \times F_u} = \frac{22.13}{0.75 \times 0.75 \times 125} = 0.31 \text{ in}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.31}{\pi}} = 0.63 \text{ in}$$

Se elegirá un perno de 5/8" de diámetro.

Para hallar la longitud requerida del perno se tiene que:

$$L_n = \frac{(T_u/2)}{0.7 \times f'_c \times d} = \frac{\frac{22.13}{2}}{0.7 \times 3 \times 0.5} = 10.54 \text{ in} = 26.77 \text{ cms}$$

Se elegirá una longitud de 30 cm.

4.3.11. Diseño de cimentaciones

4.3.11.1. Diseño del pedestal

Se diseña por flexo compresión el pedestal que está entre los ejes 4 y B. Se considera que la fuerza cortante en la plancha base produce momentos en la unión del pedestal con la zapata. El valor de ese momento es el largo del pedestal multiplicado por la fuerza cortante.

Tabla 127 Cargas obtenidas del análisis para la zapata a diseñar

CARGAS	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
CARGA MUERTA	50.01	0.026	-0.514
CARGA VIVA	13.52	0.006	-0.167
CARGA DE SISMO EN X	2.80	-0.028	-6.396
CARGA DE SISMO EN Y	0.27	0.579	0.586

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 128 Cargas y Momentos últimos en las columnas

	FUERZA AXIAL (TN)	Mxx (TN.m)	Myy (TN.m)
1.2D + 1.6L	81.64	0.04	-0.88
1.2D + 0.5L + SXX	69.57	0.01	-7.10
1.2D + 0.5L + SYY	67.04	0.61	-0.11
0.9D + SXX	47.81	0.00	-6.86
0.9D + SYY	45.28	0.60	0.12

Fuente: Elaboración Propia

A. Diseño por flexocompresión

Se diseña la columna por fuerza axial pura y a la hora de hacer el diseño de plancha base se asumió que el pedestal es de 80 cm por 110 cm.

Se elige 4 fierros en las esquinas de 1" y 12 fierros de $\frac{3}{4}$ ". Se usan estribos de $\frac{3}{8}$ ". Se colocan los fierros de 1" en las esquinas y en el resto de $\frac{3}{4}$ ".

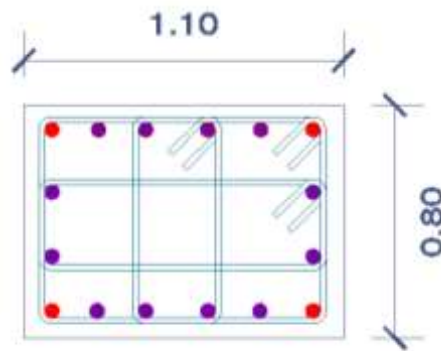


Figura 157 Fierros y estribos en una sección típica del pedestal de concreto

Fuente: Elaboración Propia

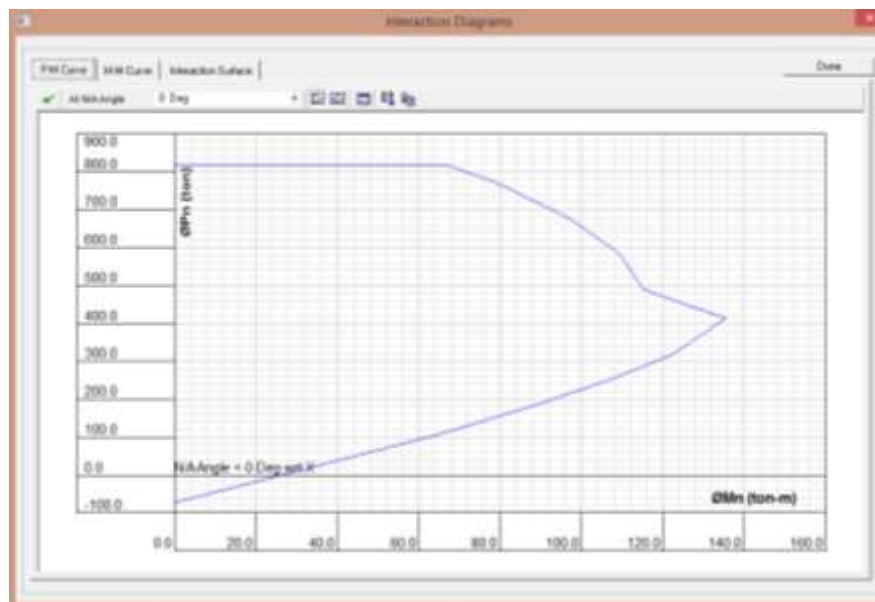


Figura 158 Diagrama de interacción de columnas en el eje X-X

Fuente: Elaboración Propia

B. Diseño por corte

Debido a que las fuerzas de corte calculadas en el análisis son bajas el diseño de capacidad es el que sobreesale. Las fórmulas empleadas para calcular la resistencia por corte del concreto y el refuerzo máximo a considerar son:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{P_u}{140 \times A_g}\right) \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{81.64}{140 \times 54.48}\right) \times 110 \times 80 = 61.49 \text{ tn}$$

C. Diseño por capacidad:

Se ve que el Mpr máximo (resistencia probable cuando se producen rótulas plásticas) es para la combinación de 0.9CM + SXX

$$a) V_{pr} = (M_{pr} + M_{nl}) / h_n = (6.86 \times 2) / 1.2 \text{ mt} = 11.43 \text{ ton.m}$$

$$b) 0.9\text{CM} + \text{SXX} = 47.81 \text{ ton}$$

$V_u = 124.90 \text{ Ton}$ (análisis estructural ETABS), mayor de a) y b)

Para $P_u = 81.64 \text{ ton}$

$b = 55 \text{ cm}$ y $d = 65 \text{ cm}$

$\phi V_c = 61.49 \text{ Ton}$

Se usaran estribos de 3/8" dispuestos como en la figura 10.1.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{124.90}{0.85} - 72.34 = 74.60 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 104}{74600} = 16.63 \text{ cms}$$

Se elegirá estribos repartido 1@5, Rto@15 cm.

4.3.11.2. Diseño de la zapata

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna COL14 (W24x84) del eje B/4, cuyas cargas obtenidas del análisis estructural se presentan a continuación:

Dado que los momentos en la dirección XX son bajos, se analizará únicamente los momentos en la dirección YY producidos por el sismo en la dirección XX y las cargas de servicio.

A. Predimensionamiento:

El predimensionamiento se realiza usando las cargas en servicio sin considerar sismo, se debe considerar el peso propio de la zapata como un 6% de la carga total debido a la alta resistencia del suelo ($\sigma_{adm} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$). Además, se usará un esfuerzo del suelo reducido al 90%.

De esta forma:

$$\text{Área zapata} = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{0.9\sigma_{adm}} = \frac{1.05(50.01 + 13.52)}{0.9(28.3)} = 2.62 \text{ m}^2$$

Considerando volados iguales de 65 cm en dirección x y 77.50 en dirección y, se obtiene una zapata de 1.80 x 1.80 m, comprendida en un área de 3.24 m². Seguidamente, se procederá a verificar los esfuerzos en las esquinas por acción de los momentos y cargas últimas considerando los siguientes datos:

- Peralte de la zapata = 60cm.
- Peso propio de la zapata = 3.24x0.60x2.4 = 4.67 ton
- Se verificará mediante los siguientes 3 casos de carga:

B. Cargas de gravedad únicamente:

- $P = 4.67 + 50.01 + 13.52 = 68.19 \text{ ton.}$
- $M_{yy} = 0.514 + 0.167 = 0.68 \text{ ton-m}$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{63.53}{3.24} \pm \frac{6(0.68)}{1.70(1.70)^2} = 19.61 \pm 0.83$$

$$\sigma_{min} = 18.78 \text{ y } \sigma_{max} = 20.44 \text{ ton m}^2 < \sigma_{adm} = 28.30 \text{ ton m}^2 \text{ (OK)}$$

C. Cargas de gravedad + sismo en XX:

- $P = 63.53/1.25 + 2.80 = 53.62 \text{ ton}$
- $M_{yy} = 0.68/1.25 + 6.40 = 6.94 \text{ ton-m}$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6(M)}{B(L)^2} = \frac{53.62}{3.24} \pm \frac{6(6.94)}{1.70(1.70)^2} = 16.55 \pm 8.48$$

$$\therefore \sigma_{min} = 8.07 \text{ y } \sigma_{max} = 25.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 1.3 \sigma_{adm} = 36.79 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ (OK)}$$

Se observa que no se supera la resistencia admisible del suelo. Lo siguiente será evaluar el esfuerzo último del suelo, el cual se halló de la combinación 1.25(CM+CV)+CS, la cual se obtiene amplificando el esfuerzo hallado previamente (28.30 ton/m²) por un factor de 1.25.

$$\sigma_u = 28.30(1.25) = 35.38 \text{ ton/m}^2$$

D. Verificación del corte por punzonamiento

Con volados en las dos direcciones de la zapata y con un peralte efectivo de 0.50m se proviene a calcular la resistencia requerida V_u :

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d) = (0.65 + 0.50)(0.78 + 0.50) = 1.47 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 35.38 (3.24 - 1.47) = 62.62 \text{ ton.}$$

Calculando la resistencia de diseño ϕV_c , se tiene:

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(0.65 + 0.78 + 2 \times 0.5) = 4.86 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) b_o d = 0.85(0.53) \sqrt{210} \times 486 \times 50 \left(1 + \frac{2}{\frac{50}{25}}\right) \\ &= 317.278 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) b_o d \\ &= 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 50}{486} + 2\right) \sqrt{210} \times 486 \times 50 = 494.21 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 486 \times 50 = 317.28 \text{ ton}$$

Se observa que en todos los casos se cumple la condición $\phi V_c > V_u$.

E. Verificación del corte por flexión

Se evalúa la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c :

Para la dirección XX:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d) = 35.38 \times 1.80(0.65 - 0.5) = 9.55 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_y) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 50 = 58.75 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$. \rightarrow OK.

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d) = 35.38 \times 1.80(0.78 - 0.5) = 17.83 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_x) d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 50 = 58.75 \text{ ton}$$

F. Diseño por flexión

Se procede a calcular las resistencias requeridas por flexión:

Como $L_v = L_{vx} = L_{vy} = 0.78 \text{ m}$.

$$M_u = \sigma_u L v^2 / 2 = 29.97 \times 0.78^2 / 2 = 9.12 \text{ ton.}$$

Considerando $b = 100\text{cm}$ y $d = 50\text{cm}$ se obtiene:

$$K = M_u/bd^2 = 9.12/100 \cdot 50^2 = 3.65$$

$$\rho = 0.0009 < \rho_{min} = 0.0018.$$

$$A_s = \rho b d = 0.0018 \cdot 100 \cdot 50 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará: $1\phi 5/8" @ 0.20\text{m}$ de acero inferior en cada dirección.

Por último, se presenta la distribución del refuerzo en planta para la zapata diseñada.

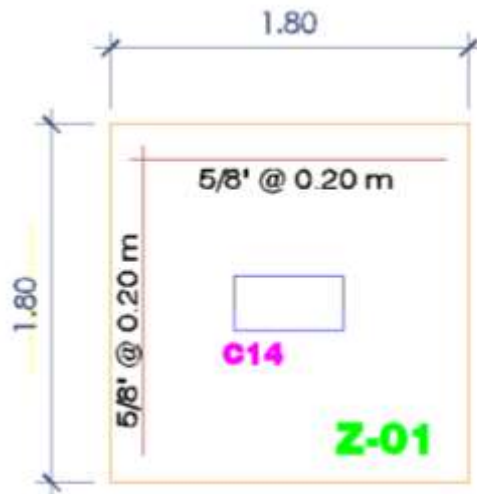


Figura 159 Distribución de acero en planta para la zapata de la Columna COL 10

(FUENTE: PROPIA)

4.4. Análisis Económico Estructura De Concreto

4.4.1. Metrados

Se ha realizado el cálculo de metrados para la estructura de concreto diseñada, considerando solamente las partidas de trabajos preliminares, movimiento de tierras, concreto simple y concreto armado que se detalla en el

Ver Anexo 05, SEGÚN LA NORMA TECNICA DE METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACION Y HABILITACION URBANA.

4.4.2. Presupuesto

Se ha elaborado el presupuesto del diseño de concreto armado el cual arroja un Presupuesto al Costo Directo de S/. 626,284.70, esto incluye solo la Estructura de Edificio de 05 pisos.

Se han discriminado las partidas de cimientos y sobrecimientos, así como escaleras, tanque cisterna y elevado. (Ver Anexo 07 – Hoja de Presupuesto).

4.4.3. Analisis De Costos Unitarios

Se ha realizado el análisis de costos unitarios de as partidas seleccionadas para el presupuesto de obra del diseño de concreto armado. (Ver Anexo 09 – Anáisis de Costos Unitarios).

4.4.4. Programacion De Obra

Se ha elaborado la Programación de Obra de acuerdo a los rendimeintos del S10 en el programa MS- Project donde se observa la ruta crítica. (Ver Anexo 11 – Cronograma de Avance de Obra).

4.5. Analisis Economico Estructura De Acero

4.5.1. Metrados

Se ha realizado el cálculo de metrados para la estructura de acero diseñada, considerando solamente las partidas de trabajos preliminares, movimiento de tierras, concreto simple, concreto armado y estructura de acero que se detalla en el Anexo 06, SEGÚN LA NORMA TECNICA DE METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACION Y HABILITACION URBANA.

4.5.2. Presupuesto

Se ha elaborado el presupuesto del diseño de acero estructural el cual arroja un Presupuesto al Costo Directo de S/. 744,628.54, esto incluye solo la Estructura de Edificio de 05 pisos.

Se han discriminado las partidas de cimientos y sobrecimientos, así como escaleras, tanque cisterna y elevado. (Ver Anexo 08 – Hoja de Presupuesto).

4.5.3. Analisis de costos unitarios

Se ha realizado el análisis de costos unitarios de las partidas seleccionadas para el presupuesto de obra del diseño de concreto armado. (Ver Anexo 10 – Análisis de Costos Unitarios).

4.5.4. Programacion de obra

Se ha elaborado la Programación de Obra de acuerdo a los rendimientos del S10 en el programa MS- Project donde se observa la ruta crítica. (Ver Anexo 12 – Cronograma de Avance de Obra).

CAPITULO V

DISCUSION DE RESULTADOS

5.1. Discusion de resultados del objetivo general

En relación al objetivo general: **Evaluar los parametros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos.** Se tuvo como resultados:

5.1.1. Sistema de concreto armado

Para el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de cinco pisos, ubicado en el barrio de San Jerónimo de Tunán de la provincia de Huancayo, tomando una capacidad de carga de 2.83 Kg / cm² en la capacidad resistente del terreno. El proyecto tiene un área construida de 300.37 m². La arquitectura del edificio fue simple y simétrica, lo que fue una ayuda en la presente investigación Sin embargo, se puede notar en la planta, las esquinas entrantes en el primer nivel que condicionó todo el diseño, especialmente el sismoresistente. Fue estructurado con un sistema adecuado para transportar cargas por gravedad a los diafragmas. Las losas aligeradas, como el sistema de diafragmas fue elegido, excepto en los tragaluces y los techos escalones, en los que se diseñaron de losa maciza.

Un análisis espectral se realizó en un modelo tridimensional del edificio (con programa ETABS), en el que se verificó que la estructura cumple los

requisitos de la NTE.030: la deriva máxima fue de 29.18 milímetros y el desplazamiento era libre de torsión.

La irregularidad de una esquina entrante, fue la causa principal para variaciones en las reducciones sísmicas y la cortante basal, de acuerdo al peso de la edificación.

El análisis vertical fue realizado de acuerdo con los parámetros NTE.020 sin problema, los pórticos fueron distribuidos muy bien. Esta vez, se dispensó del modelo tridimensional a favor de un simple metrado para áreas tributarias. Los diversos elementos estructurales se diseñan de acuerdo con NTE.060 y la acción calculada sobre los dos análisis anteriores. Como se esperaba, los elementos sísmicos necesarios requieren una cuantía mucho mayor que aquellos sujetos sólo a cargas verticales.

La columna más solicitada tuvo momentos volcantes del orden de 19.98 ton-m, lo cual llevó a preguntarse si una condición de empotramiento en la base era la apropiada para el modelo sísmico. El proyecto culminó con el diseño de la cimentación, donde se definieron primero las dimensiones y el refuerzo de las zapatas aisladas de las columnas. Por otro lado, la capacidad intermedia del suelo y las bajas fuerzas sísmicas no exigieron grandes dimensiones a las zapatas diseñadas.

5.1.2. Sistema de acero estructural

Por el diseño estructural de una edificación de estructura metálica (acero estructural) de 05 niveles para usos de departamentos, utilizando el sistema estructural de "Porticos arriostrados resistentes a momentos (OCBF)" en ambas direcciones principales de la estructura. El edificio se encuentra en el distrito de San Jerónimo de Tunán, en la ciudad de Huancayo, perteneciente a un piso intermedio con una capacidad de carga de 2.83 kg / cm² a la altura de la profundidad de la excavación. Además, el edificio pertenece a un edificio común de acuerdo con la norma E.030 - 2016 de diseño sísmico.

El diseño estructural del edificio en cuestión se obtuvo de forma siguiente:

1) La configuración estructural en la que se realizó la estructuración y el pre-dimensionamiento de todos los elementos estructurales de la construcción respetando la arquitectura suministrada; 2) El análisis estructural, en el que

se realizó el metrado, modelado y análisis estructural de toda la estructura, para el diseño estructural de elementos que componen el edificio, se ha utilizando el método de diseño de factor de carga y resistencia (LRFD) para condiciones de resistencia y el software ETABS. Cabe acotar que se detalla toda la estructura en los planos.

El análisis y diseño estructural están acorde a los requerimientos de las normas E.020 (cargas), E.030 – 2016 (diseño sismorresistente), E.050 (suelos y cimentaciones) y E.090 – propuesta final 2016 (estructuras metálicas) del “Reglamento Nacional de Edificaciones”. Además, se tomó como referencia importante el “Steel Construction Manual 14th Edition” y la “Specification For Structural Steel Buildings – ANSI/ AISC 360-10” del American Institute of Steel Construction AISC.

En comparación con el estudio del antecedentes nacionales de los autores Corzo e Yzza (2017) en su tesis *“Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares”*, se concluye que los resultados en su trabajo de investigación comparando con los resultados tienen enormes diferencias ya que solo busca hallar la rentabilidad del uso de estructuras metálicas en el tema de costos y presupuestos; más no realiza un análisis comparativo en el parámetro de diseño estructural.

5.2. Discusion de resultados del objetivo especifico 01

En relación al objetivo específico: **Determinar en que se diferencian los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero.** Se tuvo como resultados:

5.2.1. Predimensionamiento

En lo concerniente al predimensionamiento para ambas estructuras diseñadas se ha tomado como referencia en el caso de concreto armado las norma E-060 en lo que concierne a requisitos generales de servicio y la

bibliografía adoptada; se han predimensionado los elementos estructurales de concreto armado como son: Losas Aligeradas, Losas Macizas, Vigas Principales y Secundarias, Columnas y zapatas como elementos definidos y dimensionados de acuerdo al requerimiento. Las diferenciaciones encontradas sobresalen en el sistema de unidades, que en este caso es SI (Sistema Internacional) para el concreto armado y empleo de dimensiones de luces de nuestro diseño arquitectónico. Los valores de nuestro predimensionamiento en lo que respecta al concreto armado se ha ingresado al programa ETABS.

En lo referente al diseño con acero estructural, el predimensionamiento consistió en la elección de adecuados perfiles estructurales para nuestro diseño, teniendo en consideración la Resistencia Requerida y Estados Límites según la norma E-090 y también la bibliografía adoptada; empleando una herramienta muy importante los Manuales del AISC; se ha predimensionado la losa colaborante, viguetas, vigas principales y secundarias, columnas estructurales, arriostres y zapatas. En este caso se emplean las unidades del sistema inglés y también las conversiones al sistema internacional.

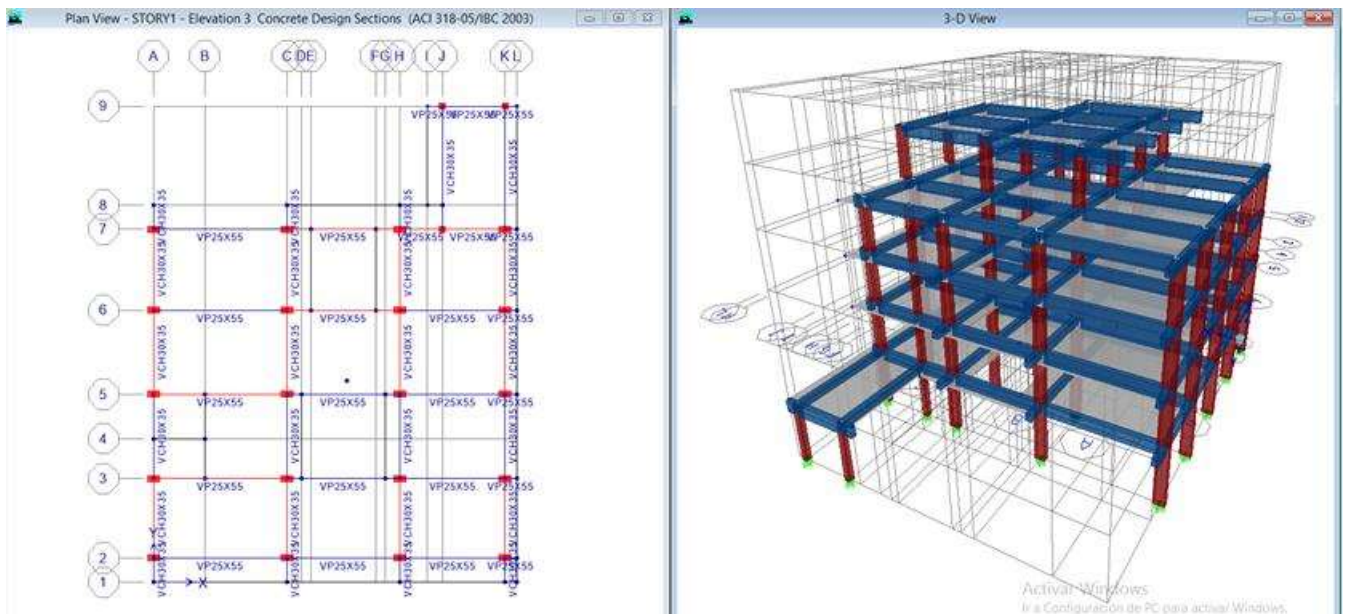


Figura 160 vista de planta y 3d del edificio diseñado de concreto armado con su predimensionamiento

Fuente: Elaboración Propia

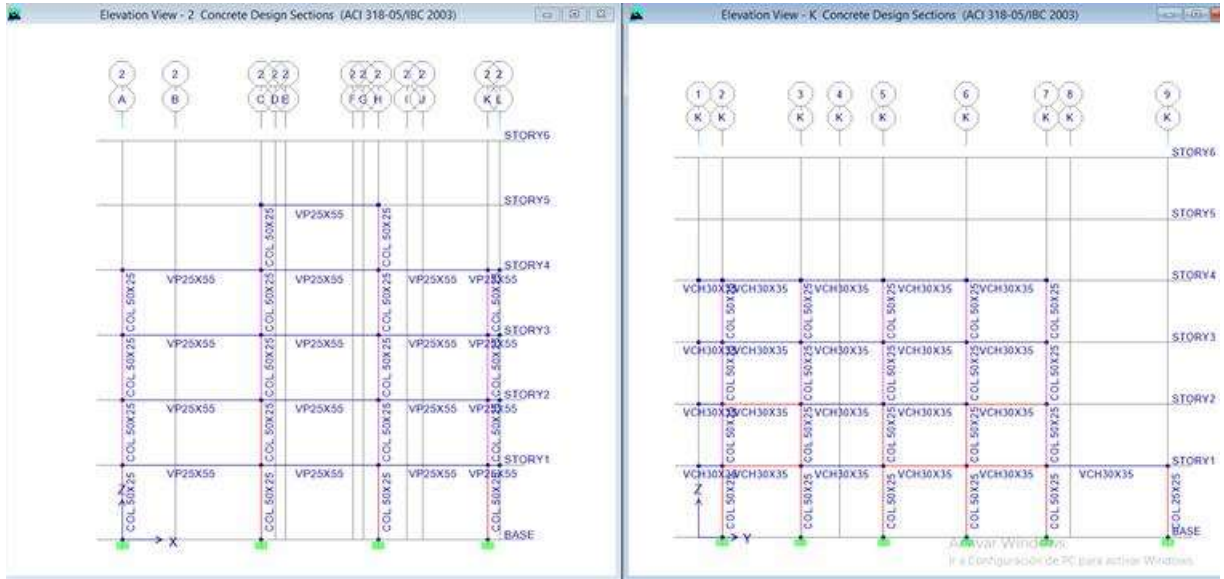


Figura 161 vistas laterales del edificio diseñado de concreto armado con su predimensionamiento

Fuente: Elaboración Propia

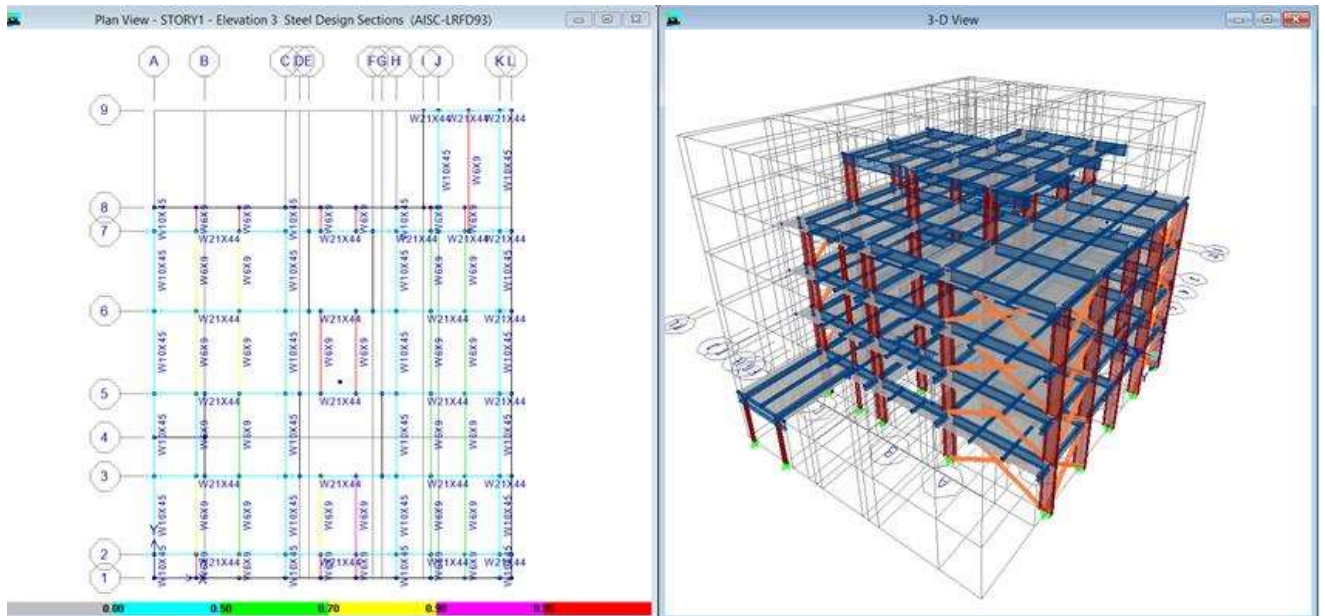


Figura 162 vista de planta y 3d del edificio diseñado de acero estructural con su predimensionamiento

Fuente: Elaboración Propia

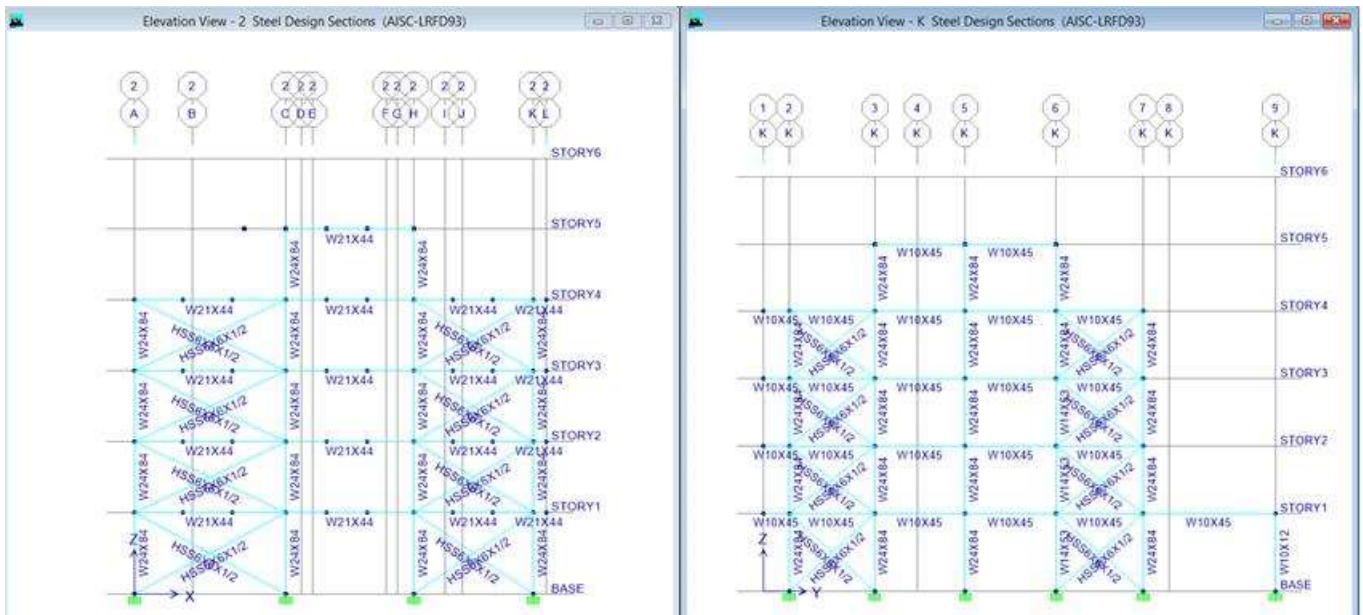


Figura 163 vistas laterales del edificio diseñado de acero estructural con su predimensionamiento

Fuente: Elaboración Propia

5.2.2. Metrado de cargas por gravedad

Tabla 129 Cargas acumuladas resultantes de ambos sistemas

NIVEL	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO		DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL		DIFERENCIAS	
	CM (TON)	CV (TON)	CM (TON)	CV (TON)	CM (TON)	CV (TON)
Azotea	79.38	20.93	45.15	20.93	34.23	0
Piso 5	261.33	51.84	118.13	51.84	143.2	0
Piso 4	261.33	51.84	118.13	51.84	143.2	0
Piso 3	261.33	51.84	118.13	51.84	143.2	0
Piso 2	261.33	51.84	118.13	51.84	143.2	0
Piso 1	269.04	54.96	120.44	54.96	148.6	0

Fuente: Elaboración Propia

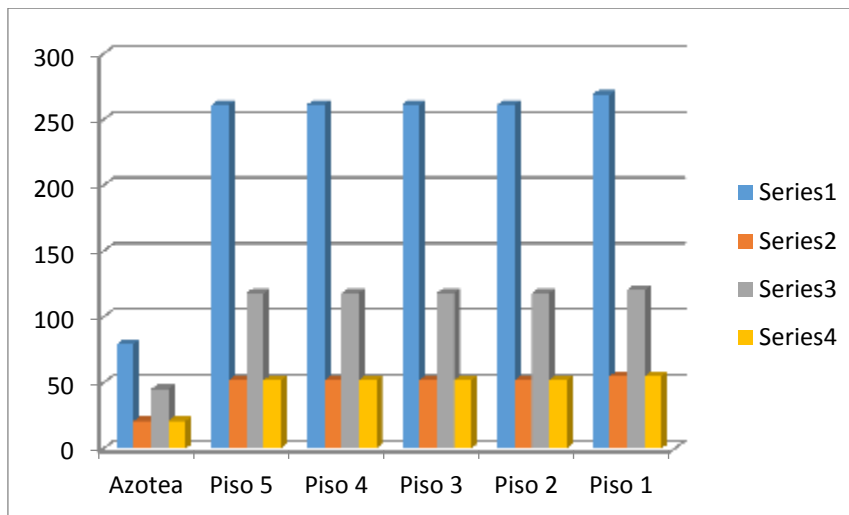


Figura 164 graduacion de cargas acumuladas por tipo

Fuente: Elaboración Propia

Se ha realizado el metrado de cargas por los dos sistemas propuestos en lo referente a sus componentes estructurales arrojando las cargas acumuladas resultantes por pisos para ambos sistemas. En el gráfico notes que existen diferencias entre las Serie 1 y Serie 3 que equivalen a cargas muertas por cada sistema, pero las diferencias son nulas en las cargas vivas.

5.2.3. Diseño Estructural

Se presenta a continuación las secciones definitivas ingresadas en el programa ETABS, una vez que se ha comprobado que cumplen los requerimientos de diseño en el caso de concreto armado DISEÑO POR RESISTENCIA.

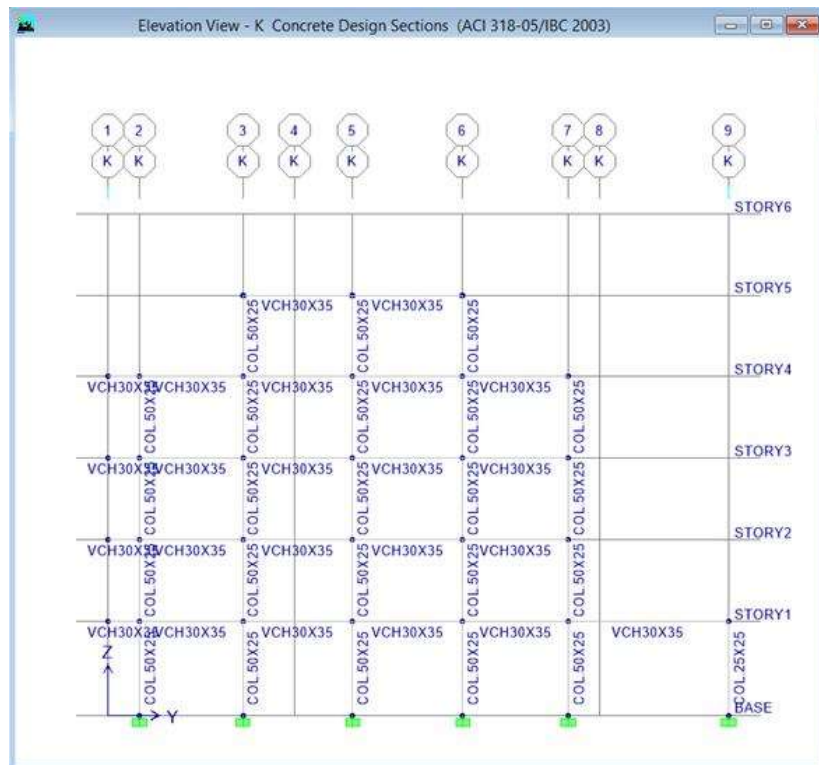


Figura 165 secciones definitivas en el diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

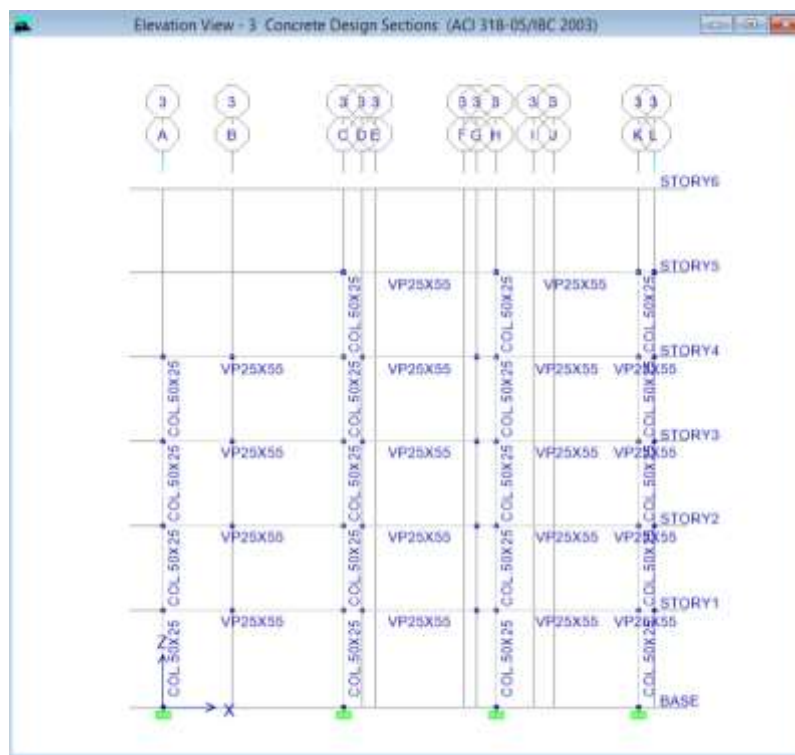


Figura 166 secciones definitivas en el diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente para las secciones finales del diseño de acero estructural donde se realizó el diseño por el método LRFD con las condiciones de Resistencia Requerida y Estados Límites según la Norma E-090.

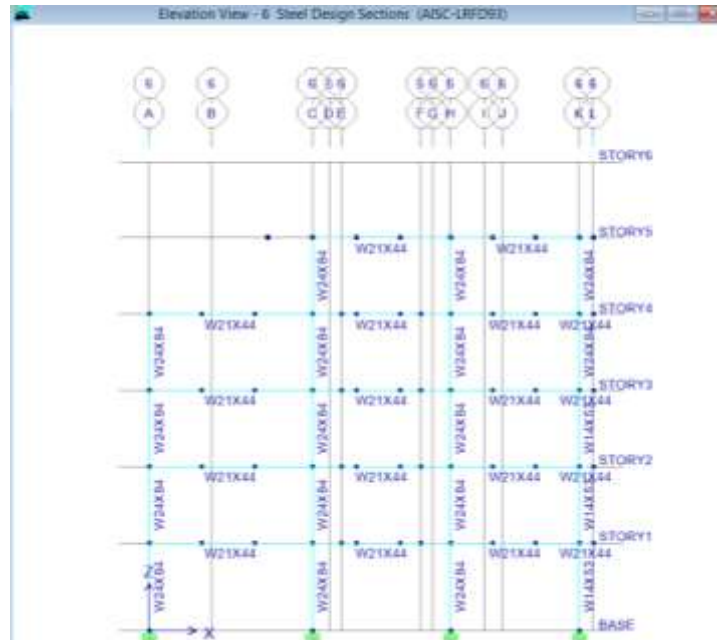


Figura 167 secciones definitivas en el diseño de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

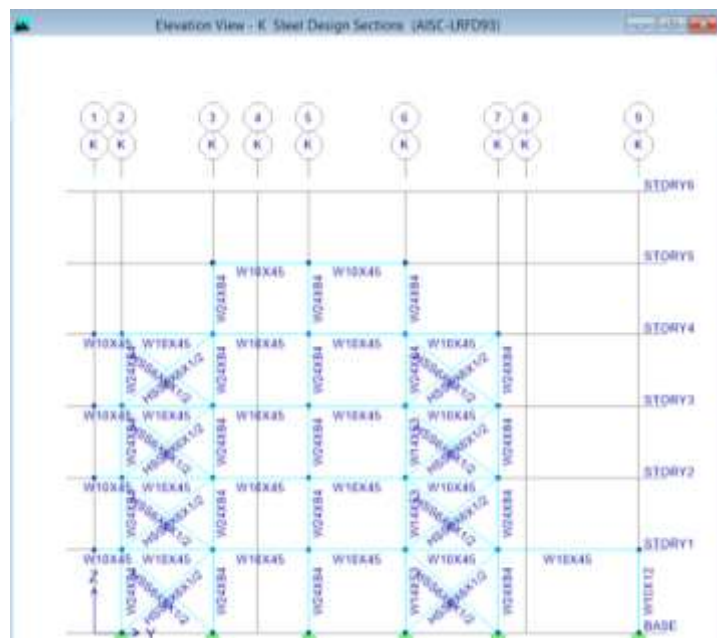


Figura 168 secciones definitivas en el diseño de acero estructural

5.2.3.1. Comprobación de resistencia de columnas

Del programa obtenemos los valores de la carga de diseño para la columna más cargada de los pisos bajos.

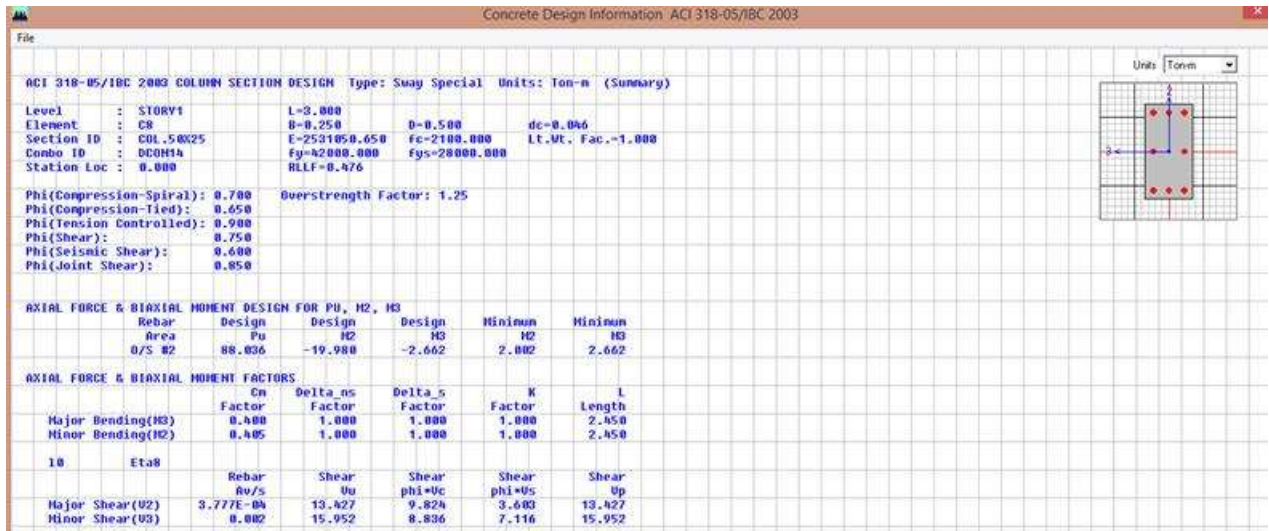


Figura 169 valores de columna de diseño en concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

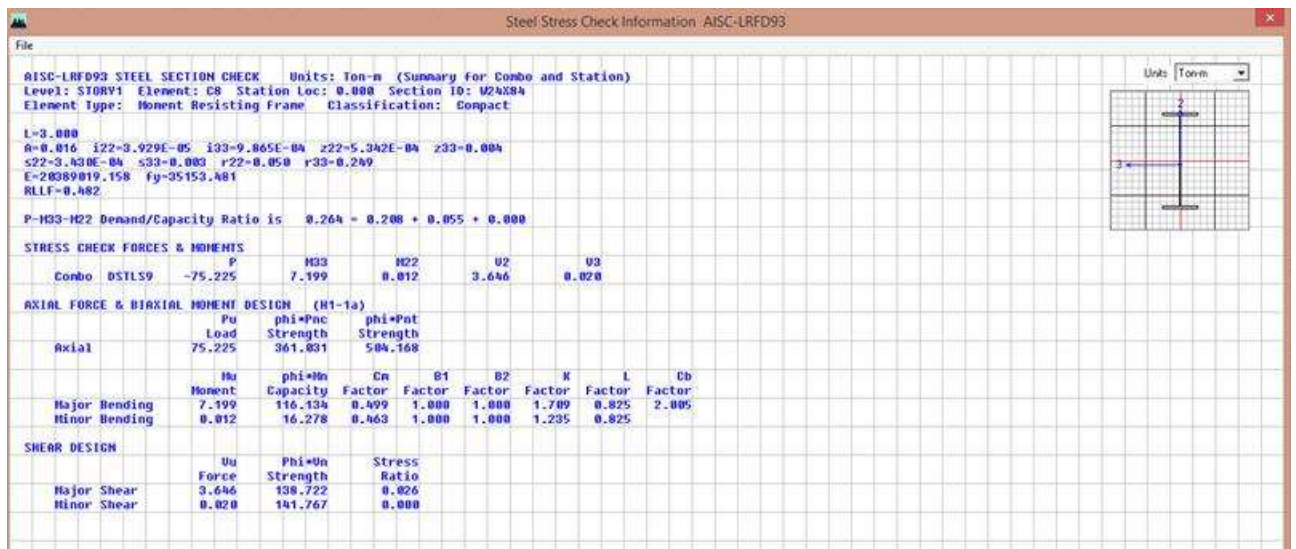


Figura 170 valores de columna de diseño en acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 130 Diferencias de ambos sistema en el diseño de columnas

ITEM	PARAMETROS	DISEÑO EN	DISEÑO EN
		CONCRETO ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
01	Pu	88.04 TN	75.23 TN
02	Mux	19.98 TN-M	7.20 TN-M
03	Muy	2.66 TN-M	0.012 TN-M
04	Vu	15.95 TN	3.65 TN

Fuente: Elaboración Propia

5.2.3.2. Comprobación de Vigas

Se seguirá el mismo procedimiento aplicado a las columnas.

A. Vigas Principales

Las vigas más cargadas en este caso son las perimetrales, del primer grupo de vigas es la siguiente.

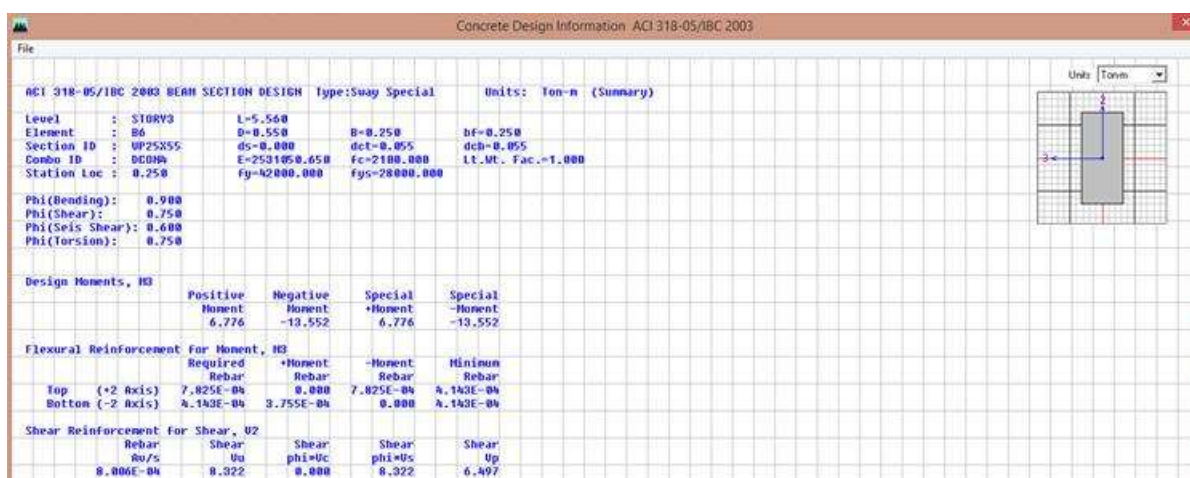


Figura 171 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

Fuente: Elaboración Propia

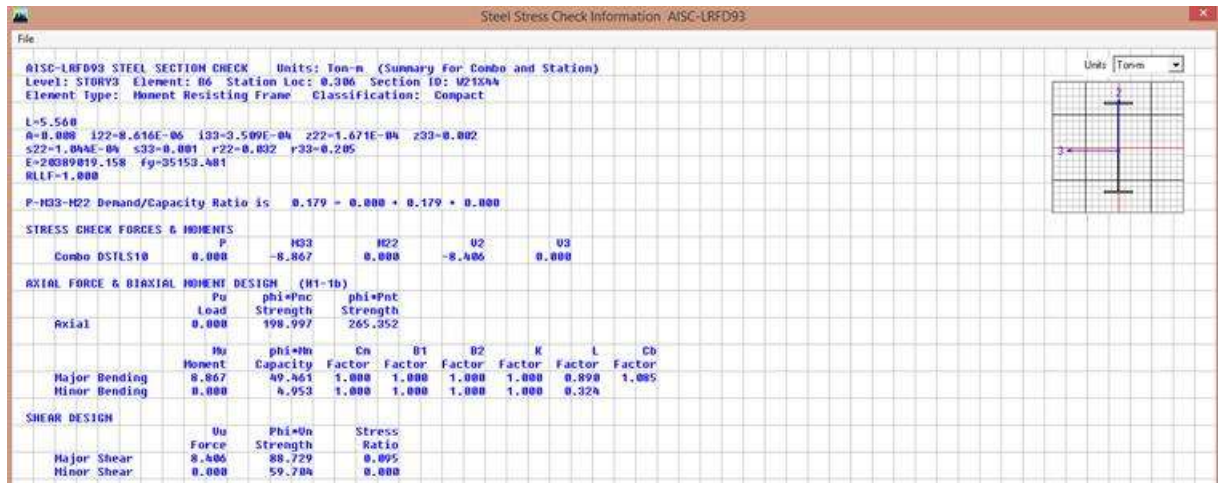


Figura 172 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 131 Diferencias de ambos sistemas en el diseño de vigas

ITEM	PARAMETROS	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL
01	Mu (+)	6.78 TN -M	----
02	Mu (-)	13.55 TN-M	----
03	Vu	8.32 TN	8.41 TN
04	Mu	----	8.87 TN-M

Fuente: Elaboración Propia

B. Vigas Secundarias

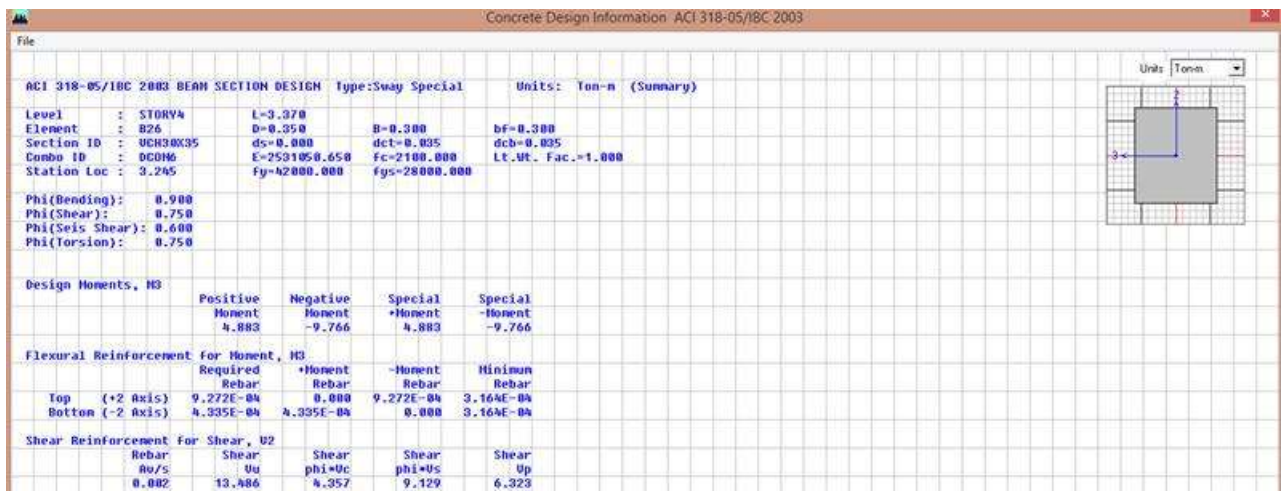


Figura 173 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

Fuente: Elaboración Propia



Figura 174 Valores de diseño de vigas mas cargada piso 4 DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 132 Diferencias de ambos sistemas en el diseño de vigas secundarias

ITEM	PARAMETROS	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL
01	Mu (+)	4.88 TN -M	----
02	Mu (-)	9.77 TN-M	----
03	Vu	13.49 TN	1.78 TN
04	Mu	----	1.22 TN-M

Fuente: Elaboración Propia

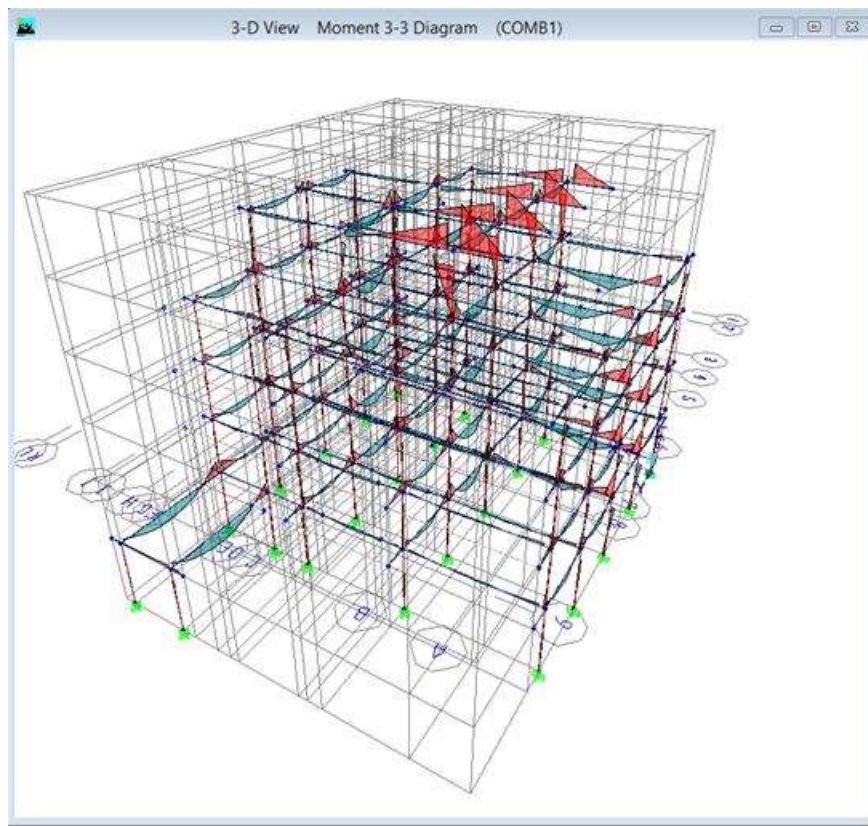


Figura 175 vista de diagramas de momentos en diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

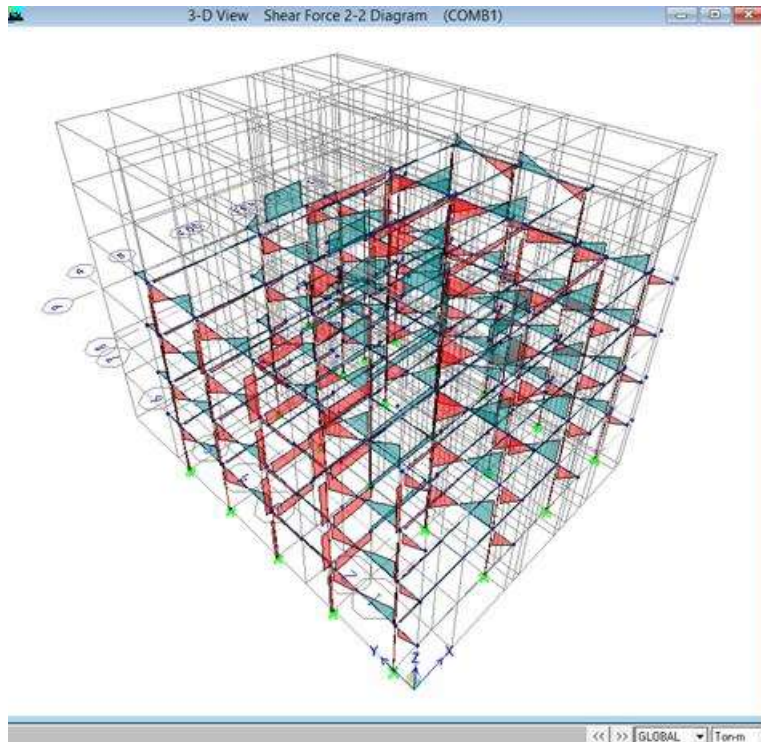


Figura 176 vista de diagramas de fuerza cortante en diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

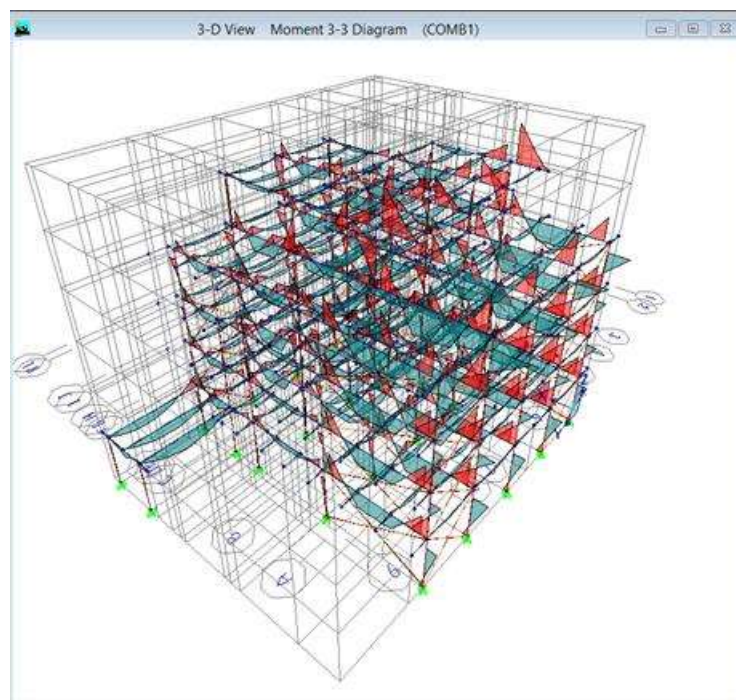


Figura 177 vista de diagramas de momentos en diseño de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

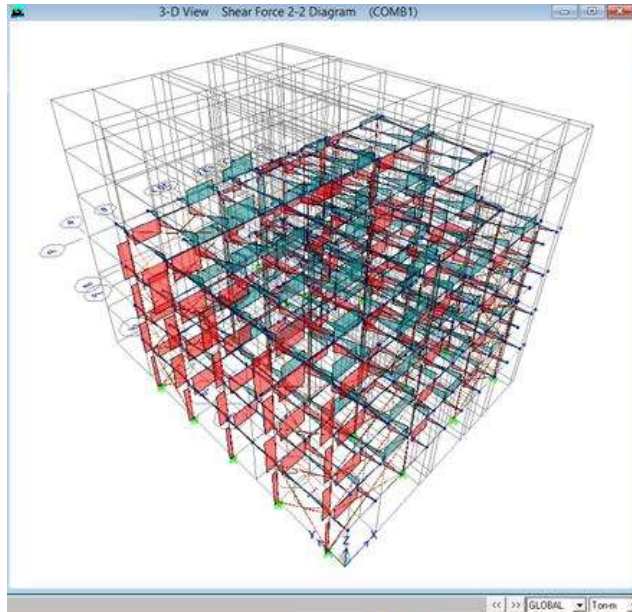


Figura 178 vista de diagramas de fuerza cortante en diseño de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

5.2.3.3. Comprobación de Diafragmas (Losas)

En lo concerniente al diseño de las losas aligeradas y macizas en el programa ETABS se tiene los siguientes parámetros obtenidos.

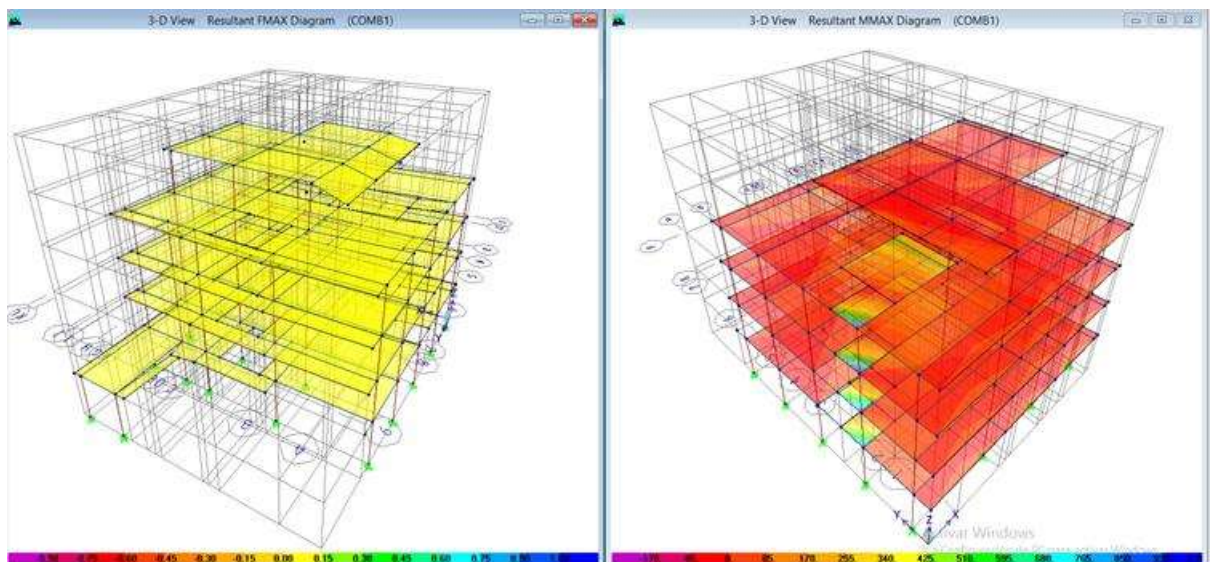


Figura 179 vista de diafragmas de fuerza maxima y momentos maximos en diseño de concreto armado

Se observan que la resultante en los diafragmas de las fuerzas máximas y momentos máximos que varían en las zonas de las losas macizas y losas aligeradas en sus parámetros. De igual manera la fuerza cortante se diferencia para los dos tipos de losa.

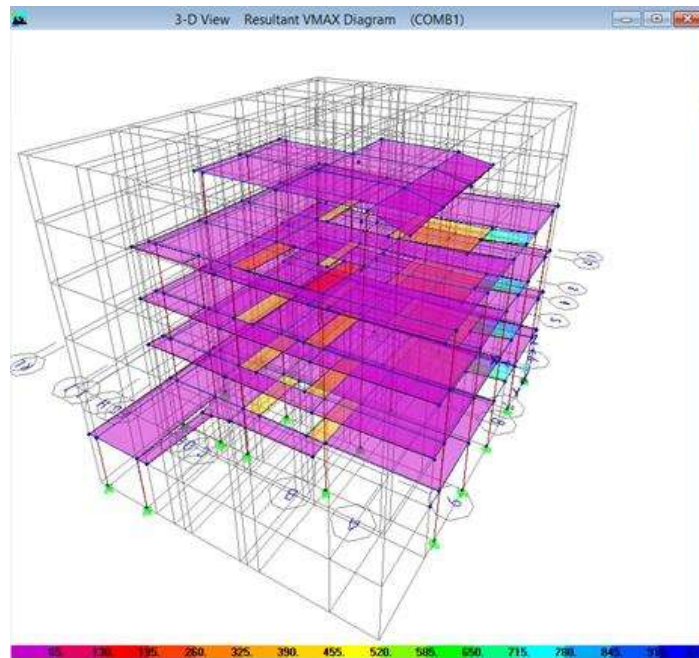


Figura 180 : vista de diafragmas de fuerza cortante maxima en diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

En el diseño de las losas colaborantes para la estructura de acero en el programa ETABS se tiene los siguientes parámetros obtenidos:

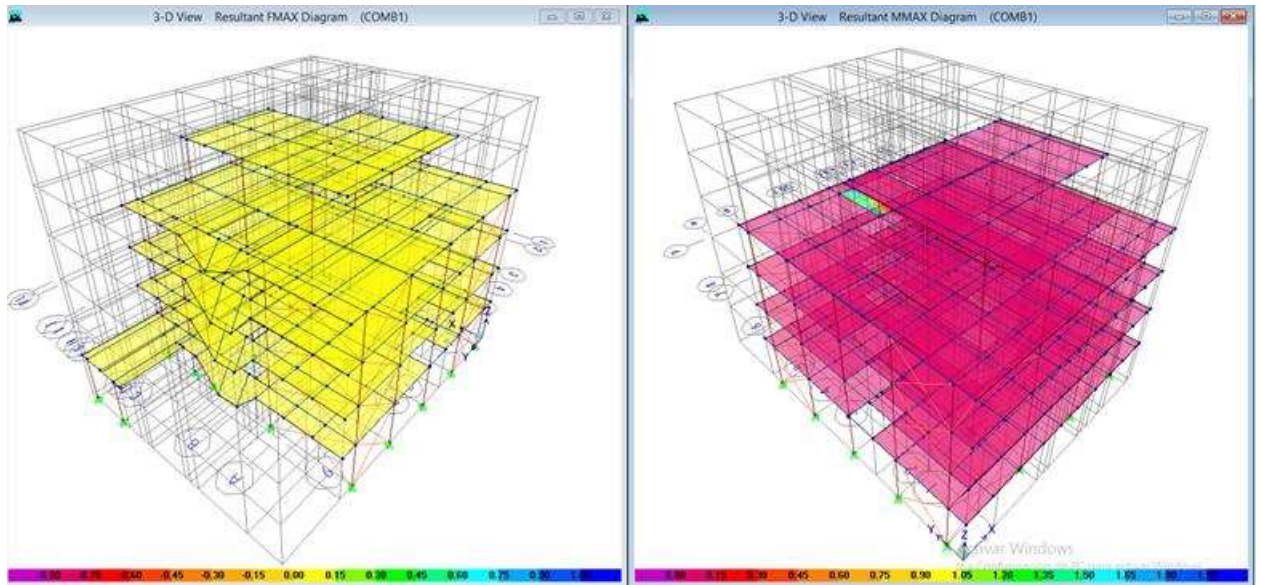


Figura 181 vista de diafragmas de fuerza maxima y momentos maximos en diseño de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

Se observan que la resultante en los diafragmas de las fuerzas máximas y momentos máximos que presentan menores valores que los diseñados con concreto y valores uniformes. De igual manera la fuerza cortante se mantiene uniforme en la placa colaborante.

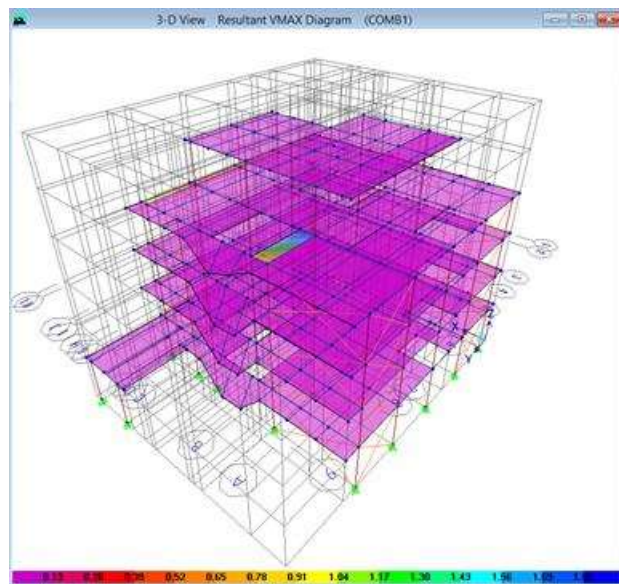


Figura 182 vista de diafragmas de fuerza cortante maxima en diseño de acero estructural

En comparación con el estudio de los antecedentes internacionales de los autores Albear y Ruales (2014) su tesis: “*Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos*”, se concluye que los resultados en su trabajo de investigación comparando con los resultados otorga más importancia al número de elementos estructurales (desempeño) en una edificación y no al diseño por resistencia de nuestras normas.

5.3. Discusión de resultados del objetivo específico 02

En relación al objetivo específico: **Identificar parámetros comparativos existen en el análisis sísmico con sistemas de concreto armado y estructura de acero.** Se tuvo como resultados:

5.3.1. Análisis Sísmico por el método dinámico

Tabla 133 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones- SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

PISO	ANÁLISIS X-X			ANÁLISIS Y-Y		
	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio
1	7.134	6.998	0.136	6.985	6.7	0.285
2	14.33	13.68	0.65	13.1	12.8	0.3
3	20.15	19.8	0.35	18.45	17.5	0.95
4	26.18	25.1	1.08	23.25	22.5	0.75
5	29.04	28.7	0.34	29.18	28.8	0.38

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla se observan los desplazamientos máximos por cada eje y cada piso en el sistema de concreto armado, observando que el desplazamiento máximo ocurre en el quinto nivel con 29.18 mm para el eje Y. Estos valores se han extraído del Análisis Modal del Programa ETABS.

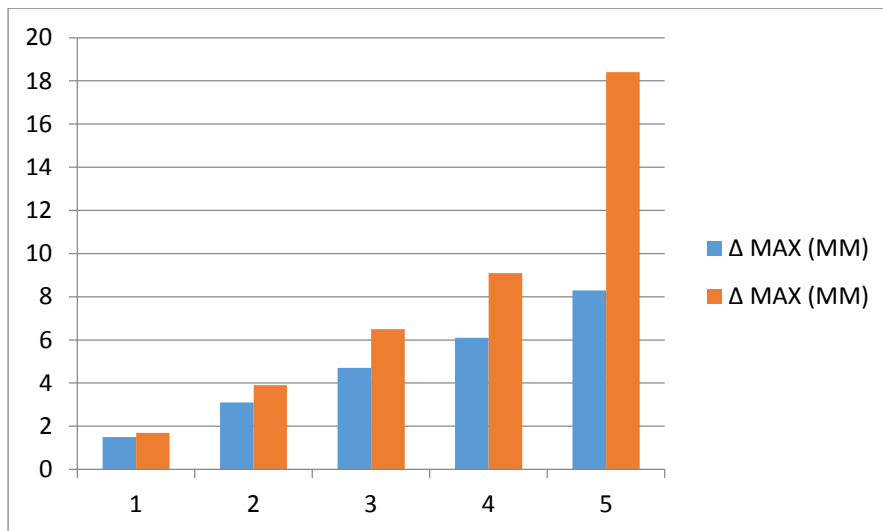


Figura 183 graduacion de desplazamientos maximos por eje en sistema de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

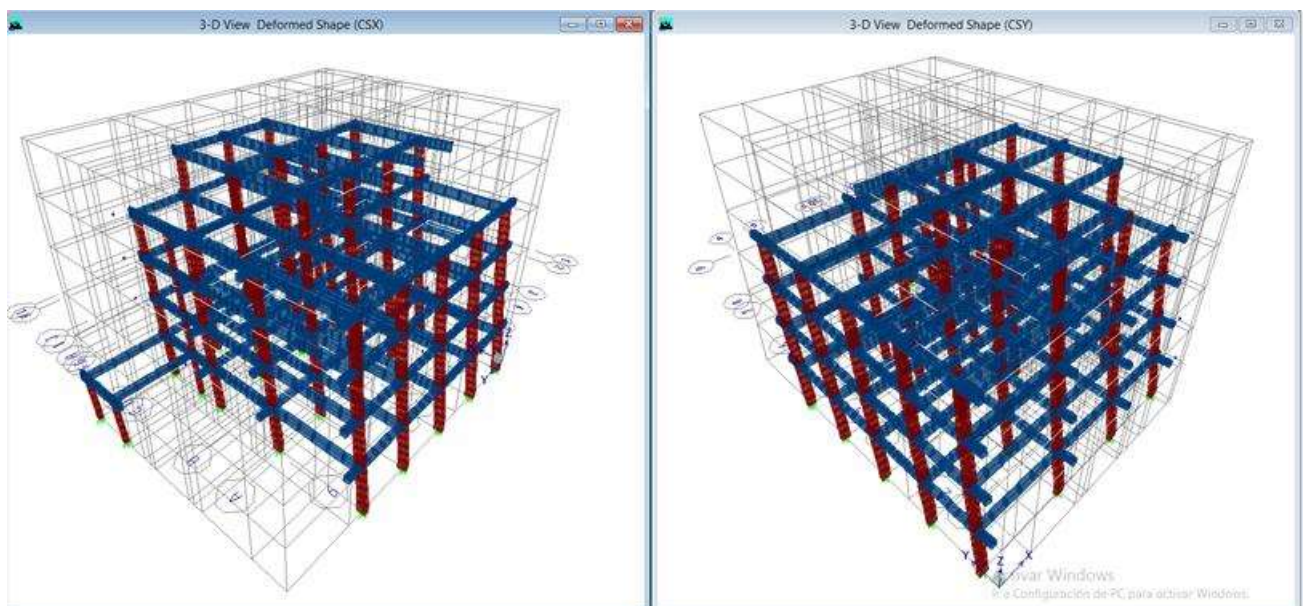


Figura 184 vista de los desplazamientos en lo ejes x y y en el sistema de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al espectro de diseño introducido al programa se ha calculado los periodos para cada tipo de caso los que se observan en los siguientes modos del análisis del edificio en concreto armado.

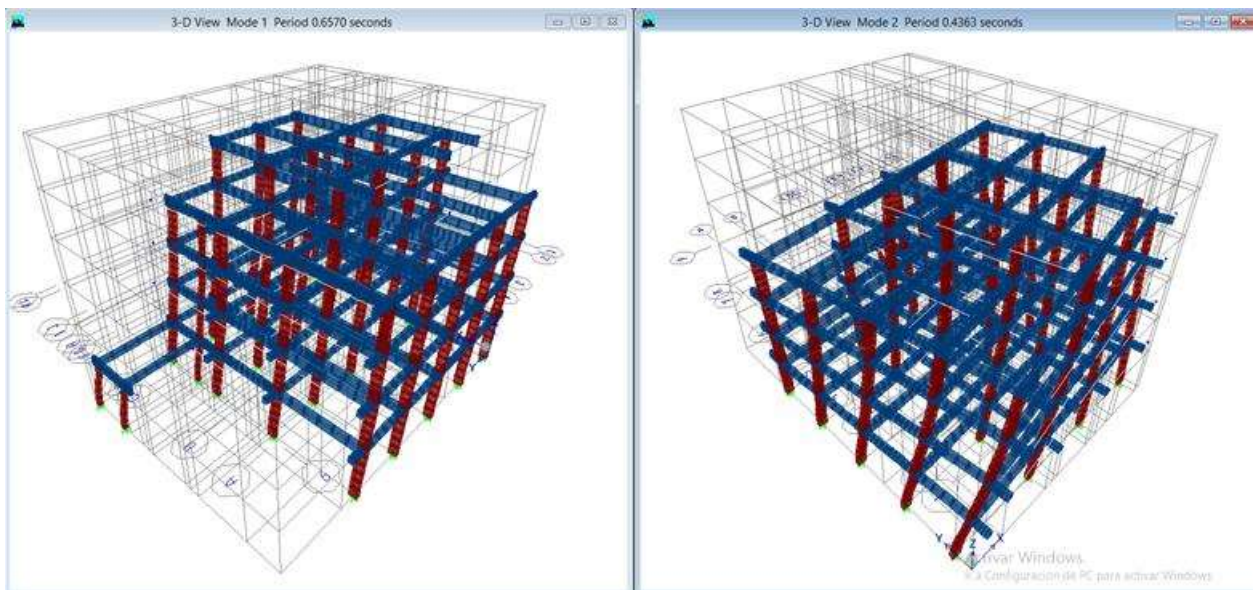


Figura 185 Vista de Desplazamientos por Periodos

Fuente: Elaboración Propia

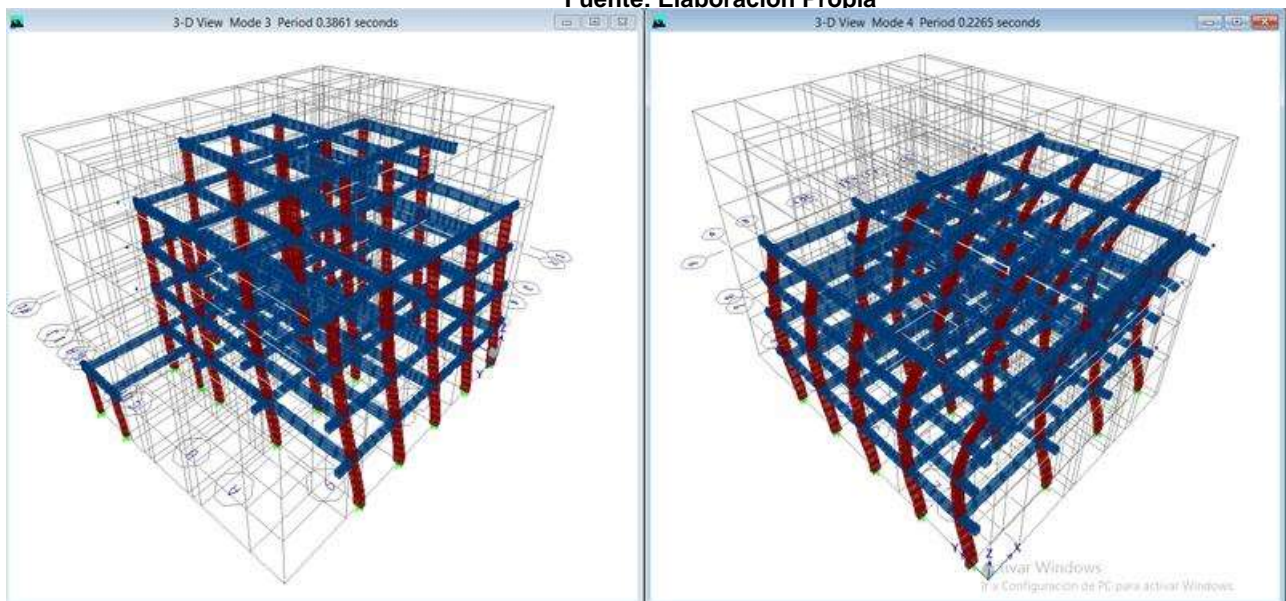


Figura 186 Vista de Desplazamientos por Periodos

Fuente: Elaboración Propia

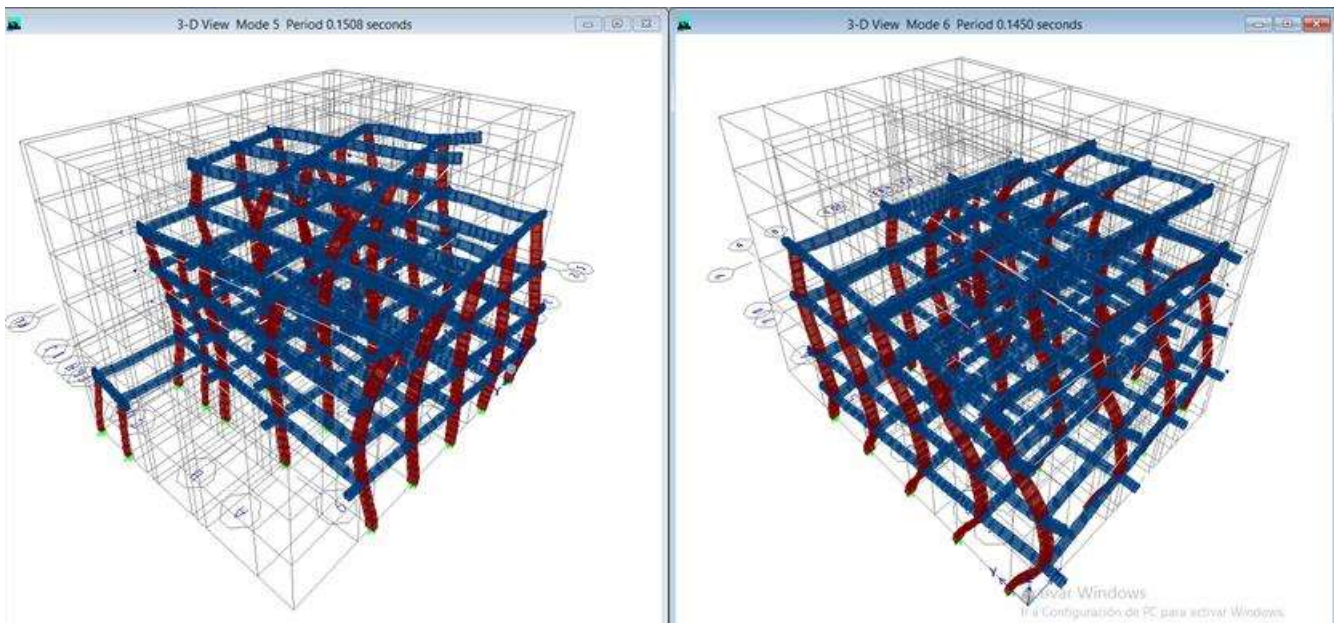


Figura 187 Vista de Desplazamientos por Periodos

Fuente: Elaboración Propia

Las deformaciones son mas notorias atravez de los periodos sobre todo en el Modo 6, periodo 0.1450 seg.

Tabla 134 Cortantes en Base de Columna más crítica para ambas direcciones Diseño de Concreto Armado

PISO	Vx (ton)	%V basal
BASE	14.86	6.04

Fuente: Elaboración Propia

En el cuadro se observa la fuerza cortante mas incidente en el primer piso para en el eje XX y YY que equivale a 14.86 tn, como se muestra en el análisis efectuado por el programa:

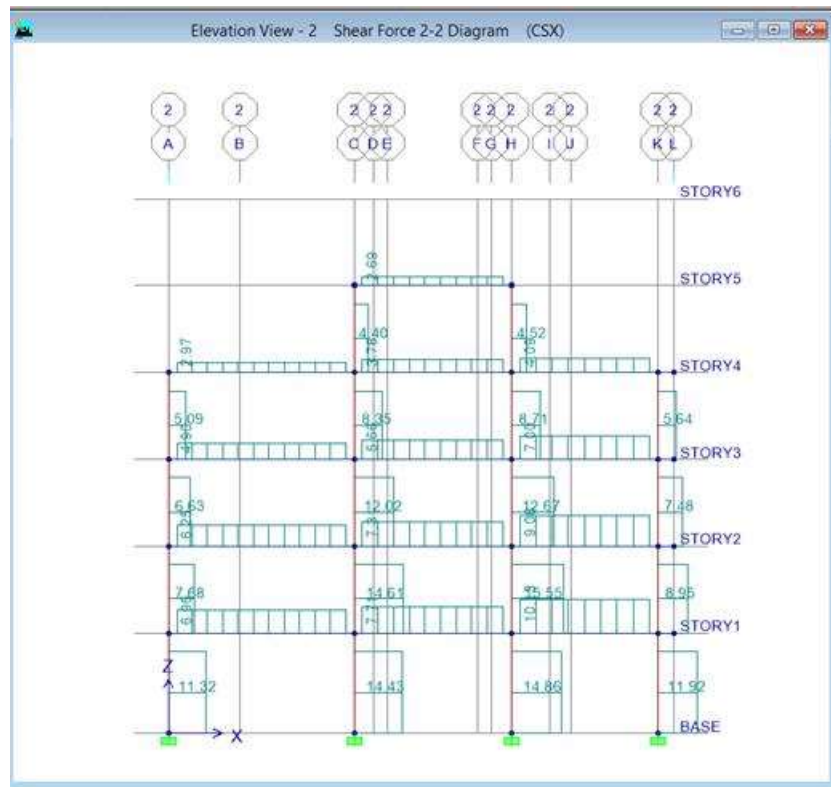


Figura 188 vista fuerzas cortantes incidentes en el edificio

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 135 Ratio de desplazamientos relativos máximos y promedios para las dos direcciones SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL

PISO	ANALISIS X-X			ANALISIS Y-Y		
	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio	Δ MAX (MM)	Δ PROM (MM)	Radio
1	1.5	1.3	0.2	1.7	1.6	0.1
2	3.1	2.7	0.4	3.9	3.7	0.2
3	4.7	4.1	0.6	6.5	6.1	0.4
4	6.1	5.4	0.7	9.1	8.6	0.5
5	8.3	7.2	1.1	18.4	18.1	0.3

Fuente: Elaboración Propia

En La tabla se observan los desplazamientos máximos por cada eje y cada piso en el sistema de acero estructural, observando que el desplazamiento máximo ocurre en el quinto nivel con 18.4 mm para el eje Y. Estos valores se han extraído del Análisis Modal del Programa ETABS.

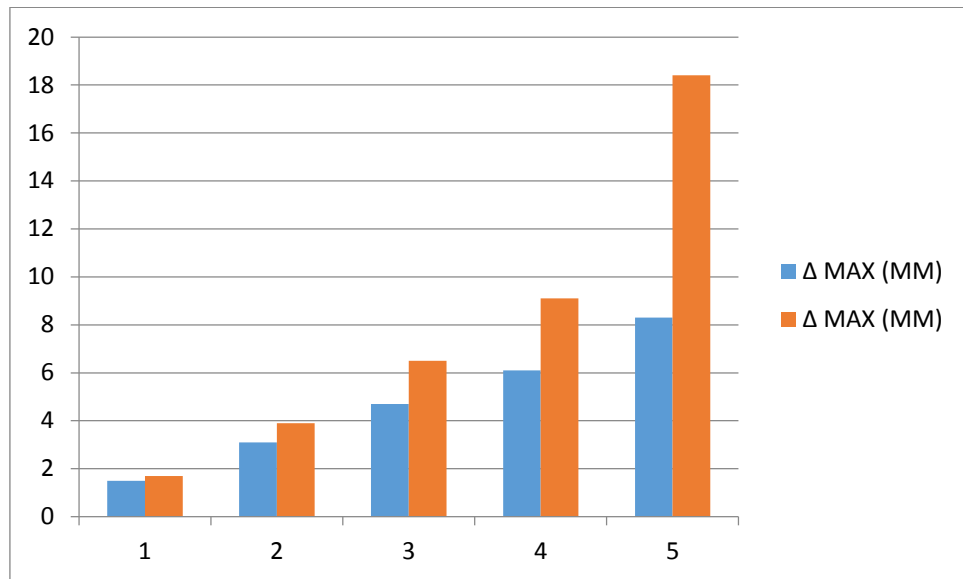


Figura 189 graduación de desplazamientos máximos por eje en sistema de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

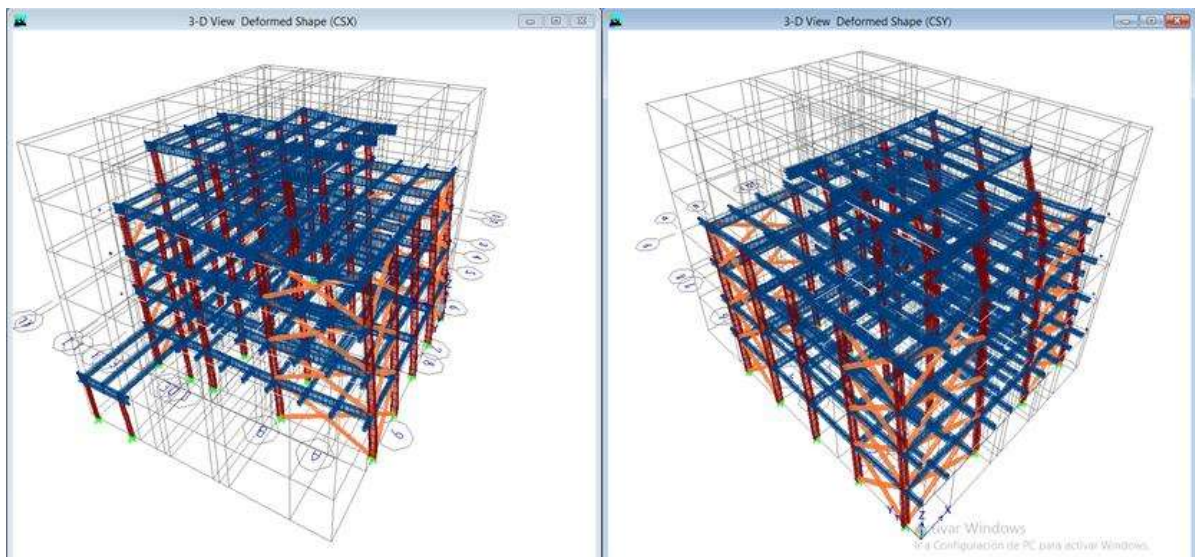


Figura 190 vista de los desplazamientos en lo ejes x y y en el sistema de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al espectro de diseño introducido al programa se ha calculado los periodos para cada tipo de caso los que se observan en los siguientes modos del análisis del edificio en acero estructural.

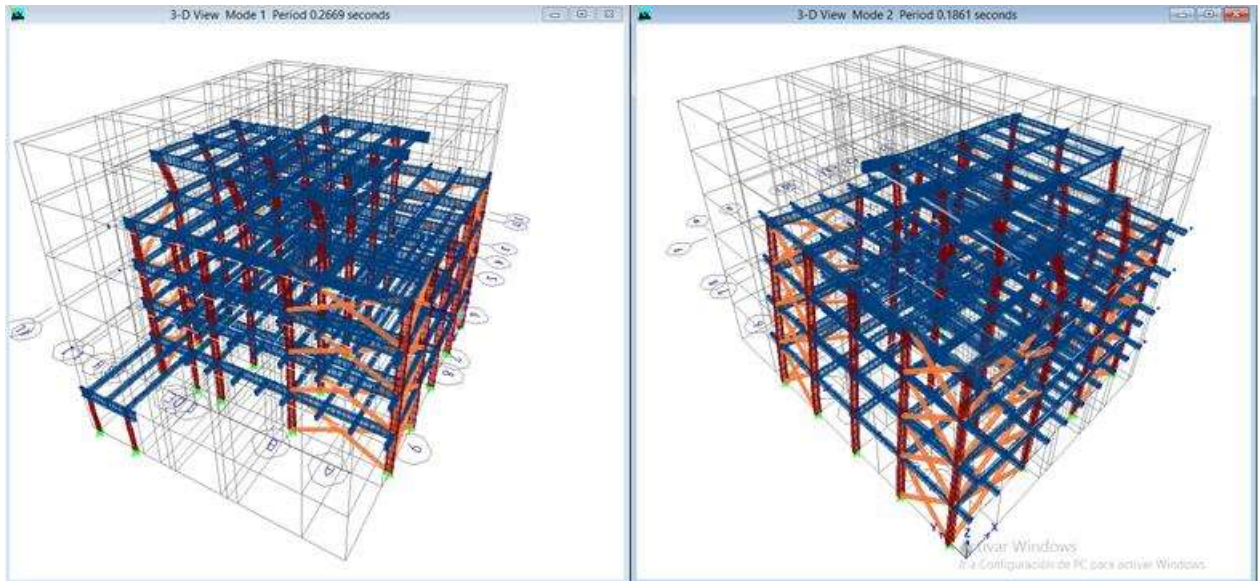


Figura 191 Vista de desplazamientos por periodos

Fuente: Elaboración Propia

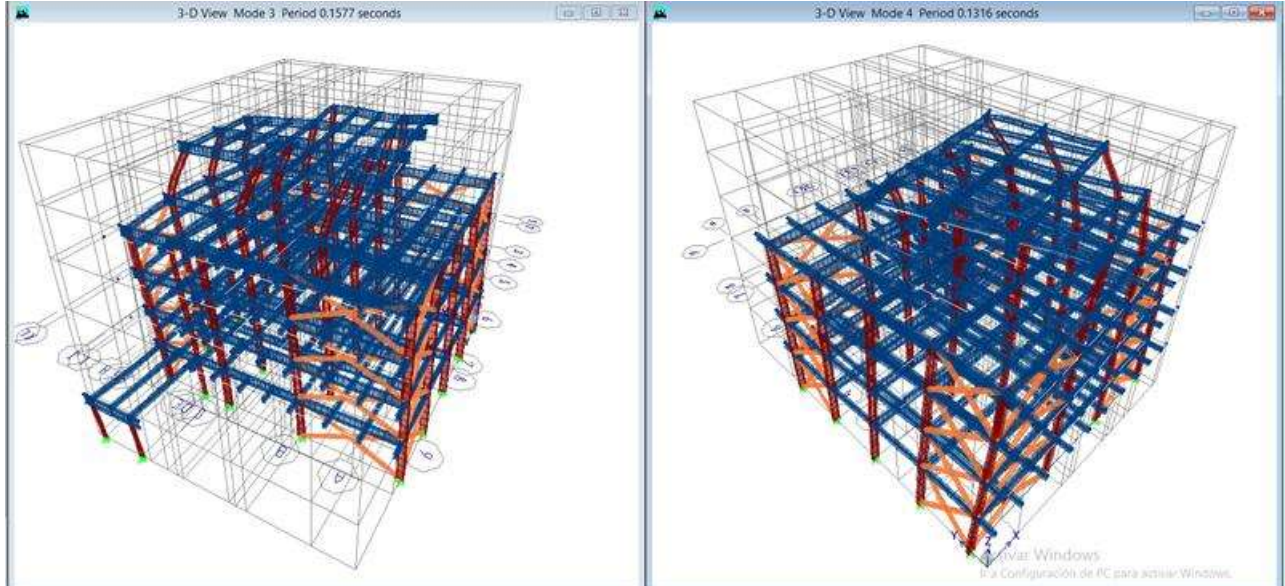


Figura 192 Vistas de desplazamientos por periodos

Fuente: Elaboración Propia

Las deformaciones son menos notorias a travez de los periodos sobre todo en el Modo 4, periodo 0.1316seg.

Tabla 136 Cortantes en Base de Columna más crítica para ambas direcciones Diseño de Acero Estructural

PISO	Vx (ton)	%V basal
BASE	1.82	7.47

Fuente: Elaboración Propia

En el cuadro se observa la fuerza cortante mas incidente en el primer piso para en el eje XX y YY que equivale a 14.86 tn, como se muestra en el análisis efectuado por el programa, observese en diagrama de fuerzas cortantes que los valores no son decrecientes como en el concreto armados debido al material asignado.

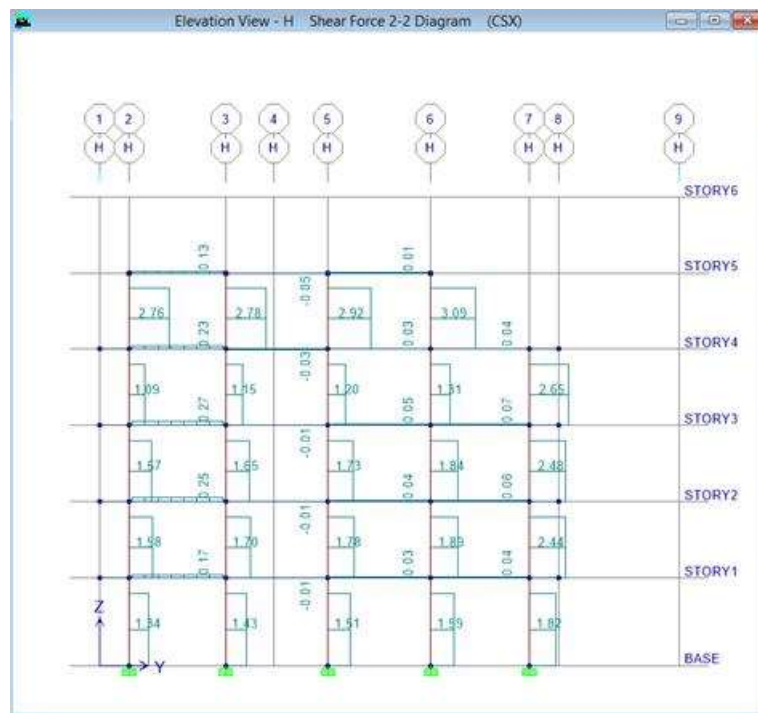


Figura 193 vista fuerzas cortantes incidentes en el edificio

Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestran las tablas donde se observan los resultados de la cortante basal por pisos en cada sistema estudiado en la presente tesis, notese la fuerza cortante del primer nivel que son 246.13 TN en el sistema de concreto armado y 130.37 TN en el sistema de acero estructural.

Tabla 137 De cortante basal y momentos por piso en el programa etabs en el diseño de concreto armado

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY6	CSX	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
STORY6	CSX	Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
STORY5	CSX	Top	0.00	-49.35	0.00	326.706	0.000	0.000
STORY5	CSX	Bottom	0.00	-49.35	0.00	326.706	0.000	-128.305
STORY4	CSX	Top	0.00	-124.28	0.00	904.924	0.000	-128.305
STORY4	CSX	Bottom	0.00	-124.28	0.00	904.924	0.000	-451.441
STORY3	CSX	Top	0.00	-183.03	0.00	1361.763	0.000	-451.441
STORY3	CSX	Bottom	0.00	-183.03	0.00	1361.763	0.000	-927.321
STORY2	CSX	Top	0.00	-223.15	0.00	1673.751	0.000	-927.321
STORY2	CSX	Bottom	0.00	-223.15	0.00	1673.751	0.000	-1507.513
STORY1	CSX	Top	0.00	-246.13	0.00	1866.162	0.000	-1507.513
STORY1	CSX	Bottom	0.00	-246.13	0.00	1866.162	0.000	-2245.903

Tabla 138 De cortante basal y momentos por piso en el programa etabs en el diseño de acero estructural

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY6	CSX	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
STORY6	CSX	Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
STORY5	CSX	Top	0.00	-25.36	0.00	166.765	0.000	0.000
STORY5	CSX	Bottom	0.00	-25.36	0.00	166.765	0.000	-65.926
STORY4	CSX	Top	0.00	-64.36	0.00	471.207	0.000	-65.926
STORY4	CSX	Bottom	0.00	-64.36	0.00	471.207	0.000	-233.264
STORY3	CSX	Top	0.00	-93.53	0.00	695.477	0.000	-233.264
STORY3	CSX	Bottom	0.00	-93.53	0.00	695.477	0.000	-476.454
STORY2	CSX	Top	0.00	-113.44	0.00	848.408	0.000	-476.454
STORY2	CSX	Bottom	0.00	-113.44	0.00	848.408	0.000	-771.394
STORY1	CSX	Top	0.00	-124.90	0.00	943.552	0.000	-771.394
STORY1	CSX	Bottom	0.00	-124.90	0.00	943.552	0.000	-1146.108

Tabla 139 Diferencias de ambos sistema en el analisis sismico

ITEM	PARAMETROS	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL
	DESPLAZAMIENTOS		
01	MAXIMOS (QUINTO NIVEL)	29.18 MM EJE Y-Y	18.40 MM EJE Y-Y
	CORTANTE DE BASE		
02	EN COLUMNA MAS CRITICA	14.86 TN	1.82 TN
	CORTANTE BASAL		
03	TOTAL	246.13 TN	124.90 TN
04	JUNTA SISMICA	10 CMS	10 CMS

Fuente: Elaboración Propia

En comparación con el estudio del antecedentes internacionales de el autor Alcalá (2014), elaboró su tesis: “*Evaluación Estructural de un edificio de concreto-acero, de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el Paseo de la Reforma de la ciudad de México*”, se concluye que los resultados en su trabajo de investigación la estructura presenta una ideal conducta durante toda su vida útil, incluso a los sismos del México; esto es similar en nuestro trabajo ya que la cortante basal en la estructura de acero es mucho menor que la de concreto armado.

5.4. Discusion de resultados del objetivo especifico 03

En relación al objetivo específico: **Evaluar como se diferencian las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos.** Se tuvo como resultados:

5.4.1. Diseño de cimentaciones

Con los datos obtenidos en el diseño de las cimentaciones por ambos métodos, se ha introducido información en el programa SAFE, en lo concerniente al análisis de suelo efectuado, el dimensionamiento y diseño de las zapatas y la cargas actuantes.

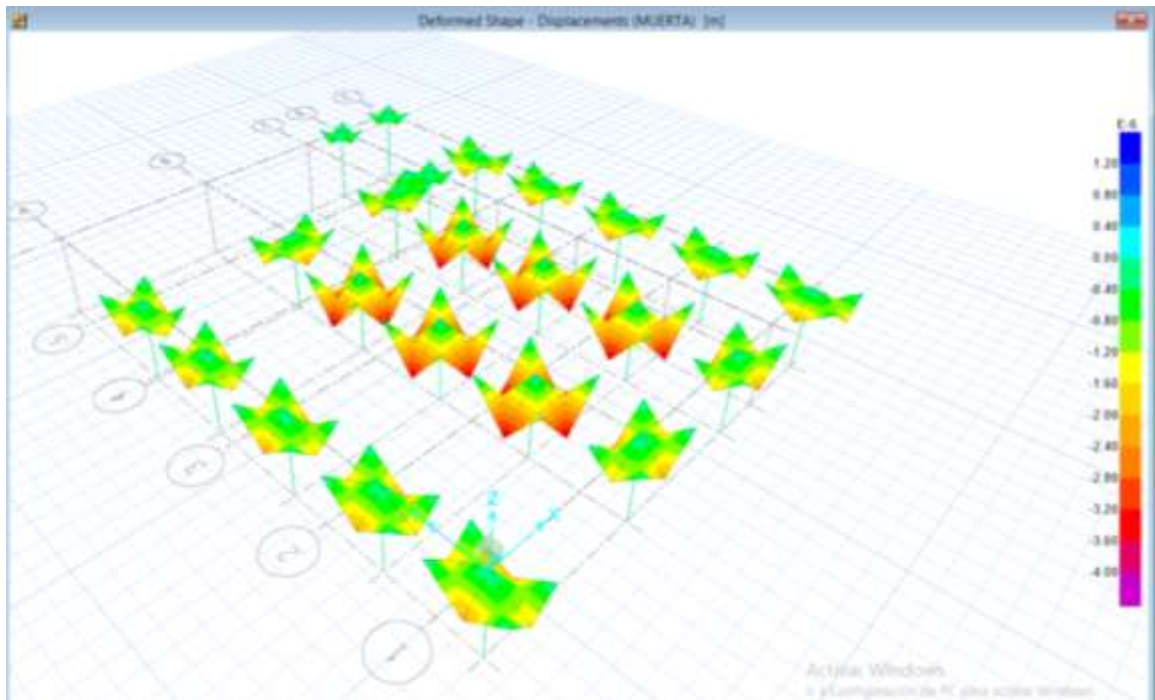


Figura 194 vista de deformaciones en cimentaciones en diseño de concreto armado

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la presión del suelo de la zapata de la columna C-10, a 2.48 kg/cm² < 2.83 kg/cm² CUMPLE!

En el diseño de cimentaciones de la estructura de concreto armado de la fig. 210 se observan las solicitaciones y deformaciones de la cargas en las columnas centrales, que no sobreosan las capacidad admisible del terreno.

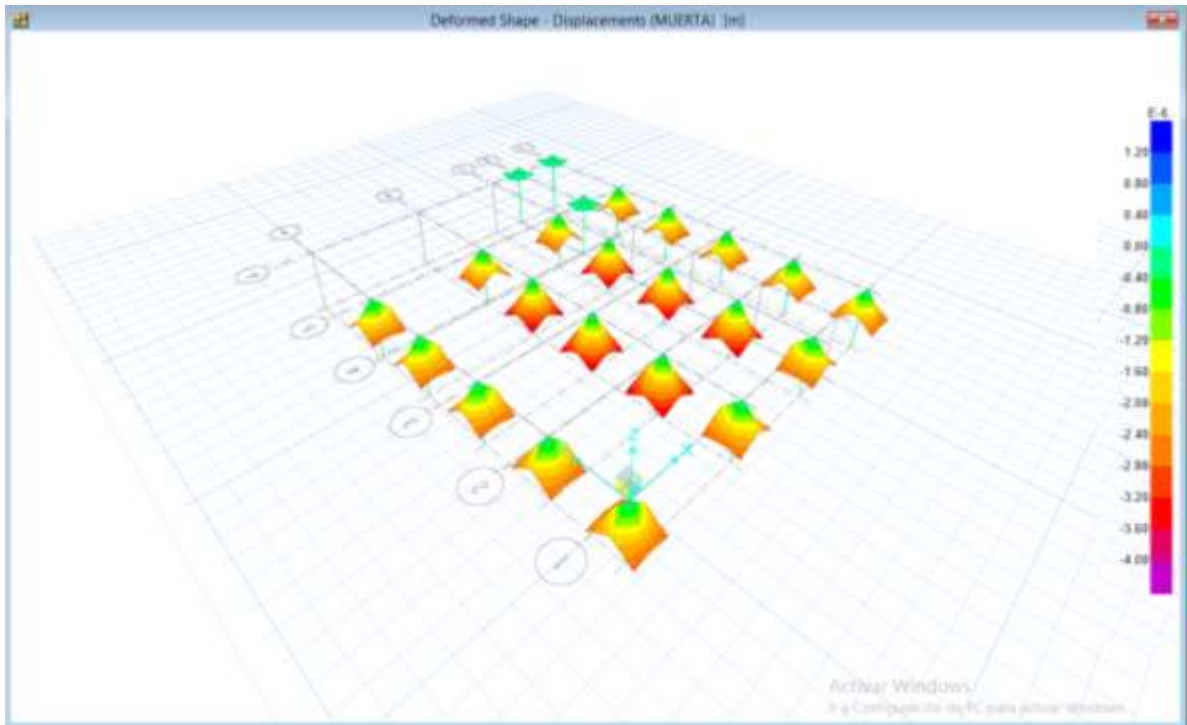


Figura 195 vista de deformaciones en cimentaciones en diseño de acero estructural

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la presión del suelo de la zapata de la columna C-10, a $2.77 \text{ kg/cm}^2 < 2.83 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE!

En el caso del diseño de la Estructura de Acero, observamos que las deformaciones son similares en la parte céntrica de la cimentación pero también es compartida con las zapatas laterales.

5.5. Discusión de resultados del objetivo específico 04

En relación al objetivo específico: **Determinar resultados** presentan los **sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación de un edificio de 05 pisos**. Se tuvo como resultados:

5.5.1. Costos, Presupuestos y Programación de Obra

En lo referente al tema de costos y presupuesto se ha realizado el metrado de la estructura por cada sistema estudiado en la presente tesis, y a su vez se ha realizado el Presupuesto de cada sistema en el software S10, el cual arroja las siguientes diferencias:

Tabla 140 Comparacion presupuestal en sistemas estructurales

COMPONENTE DEL PRESUPUESTO	SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL
COSTO TOTAL	S/. 626,284.70	S/. 645,752.09
TIEMPO DE EJECUCION	162 DIAS	141 DIAS
OPERARIO (hh)	3304.36	1162.36
OFICIAL (hh)	3184.09	654.74
PEON (hh)	2538.66	2936.63
COSTO EN \$ (TC= 3.25)	\$ 192702.98	\$ 198692.95
COSTO POR M2	S/. 2085.74	S/. 2150.57

Fuente: Elaboración Propia

La diferencia de costos, por metro cuadrado de construcción, calculado entre la estructura de concreto armado y la estructura de acero, representa el 3.12% de ahorro.

El 13.04% de ahorro en tiempo, se presenta a favor del tiempo calculado de construcción con estructura metálica.

En comparación con el estudio del antecedentes nacionales de los autores Corzo e Yzza (2017) en si tesis *“Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares”*, se concluye que los resultados en su trabajo de investigación comparando con los resultados tienen en este objetivo pocas diferencias ya que se busca hallar la rentabilidad del uso de estructuras metálicas en el tema de costos y presupuestos; y la estructura de acero es la más rentable.

5.6. Discusion de resultados del objetivo especifico 05

En relación al objetivo específico: **Determinar la relacion entre el sistema de concreto armado y estructuras de acero en el diseño de un edificio.** Se tuvo como resultados:

5.6.1. Ventajas y Desventajas

Tabla 141 Ventajas y desventajas del concreto armado

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Durable al paso del tiempo	Baja resistencia a la tracción
Mucha resistencia a la compresión	Requiere de encofrados
Resistente a efectos del agua	No se puede cubrir luces grandes sin aumentar las dimensiones de sus secciones
Puede ser construido en diferentes formas	Requiere de control de calidad permanente
Otorga un carácter monolítico a la estructura	
No requiere de mano de obra especializada	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 142 Ventajas y desventajas del acero estructural

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Alta resistencia, elasticidad, ductilidad y uniformidad.	Fatiga Frágil
Permite realizara ampliaciones y modificaciones a estructuras existentes, asi como desmontajes.	Suseptibilidad al pandeo
Facil de unir miembros	Incrementa costos de

estructurales por medio de conexiones.	mantenimiento
Rapidez de montaje	Suceptibles a la acción del agua (corrosión)
Se puede reutilizar	Incrementar los costos para protección contra el fuego

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 143 Comparacion en sistemas estructurales

INCIDENCIA	CONCRETO ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
MANO DE OBRA	No requiere de mano de obra especializada	Requiere de mano de obra especializada
ENCOFRADO	Incluye provisión, habilitación en el vaciado y desencofrado	No requiere de encofrados
TIEMPO DE EJECUCION	Requiere mas tiempo para la ejecucion	Requiere menos tiempo para la ejecucion
AGUA	Resistente al agua	No es resistente al agua
MANTENIMIENTO	Costo de mantenimiento menor	Costo de mantenimiento mayor
COSTO	Menor costo	Mayor costo
ACABADOS	Requiere control continuo en el concreto	Acabado uniforme debido a perfiles predimensionados
MEDIO AMBIENTE	No es un material tan reciclable	Es un material reciclable

5.6.2. Relaciones del Diseño de un Edificio y Sistemas Estructurales.

Tabla 144 Diseño de un edificio y sistemas estructurales

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 05 NIVELES - HABITACIONAL	SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL
Eficiencia de espacios	<p>Valorar y potenciar su capacidad como elemento determinante de la definición del espacio</p> <p>Permite que sus elementos que la conforman adquieran una presencia relevante y contribuyan a la configuración del espacio</p>	<p>Valorar y potenciar mucho mas su capacidad como elemento determinante de la definición del espacio</p> <p>No permite que sus elementos que la conforman adquieran una presencia relevante, pero si contribuyen a la configuración del espacio</p>
Distorsión	<p>Contribuye en el diseño</p> <p>Afecta la configuración estructural</p>	<p>Contribuye en el diseño</p> <p>Afecta la configuración estructural</p>
Alteraciones Locales	Elemento pasivo de diseño del proyecto.	Elemento activo de diseño del proyecto.
Diseño de Elementos Estructurales	Ajustes en el dimensionado	Ajustes en el dimensionado
Forma y Composición del Proyecto	Estructura Subordinada. Empleo de Cáscaras de Concreto	Estructura Subordinada. Empleo de Láminas mas trabajables
Optimización del diseño de diferentes losas	Respuesta a su resistencia	Respuesta a su resistencia
Definición de la	Influencia de requisitos	Influencia de requisitos

composición de diseño	estructurales	estructurales
Liberación de Espacios interiores	Estructura de nucleo	Estructura de nucleo y reticular
Sistemas de ordenación y organización del espacio	Aplicación numérica de cálculos y algoritmos.	Aplicación numérica de cálculos y algoritmos.

Fuente: Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea - El trabajo de Cecil Balmond

En comparación con el estudio del antecedentes nacionales de los autores Cordova (2014) su tesis: *“Estudio comparativo del sistema constructivo en hormigón y acero, en un edificio”*, se concluye que los resultados en su trabajo de investigación comparando con los resultados que se guarda una relación independiente entre la investigación del diseño estructural y el diseño mismo de la edificación, regidendose con la normativa para un diseño lógico y coherente.

CONCLUSIONES

Se llego a las siguientes conclusiones:

- ✓ En las edificaciones de departamentos de 5 niveles existen parámetros diferenciables entre el Sistema de Acero Estructural frente al de Concreto Armado debido al empleo de materiales de alta resistencia ante las solicitaciones de cargas, es un material más dúctil ante las deformaciones, rapidez en rendimientos de construcción, se pueden cubrir grandes luces en las vigas reticuladas, menos peso estructural y menores desplazamientos en caso de sismo.
- ✓ Se determinó en que se diferencian los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero. Donde existen diferencias bien definidas en el diseño de elementos estructurales de concreto armado y acero estructural; en lo referente a la estructuración presenta concepciones similares en lo que concierne a elementos de esquina entrante para definir los componentes de cada caso. Para predimensionar los diseños de concreto armado se emplea la Norma E-060 como Requisitos Generales de Servicio y bibliografía especializada; en el caso del acero estructural se hace el uso de tablas y manuales del AISC tomando el diseño por Resistencia Requerida y Estados Límites. Para el diseño de columnas tenemos un valor máximo del momento de volteo en el eje x de 19.98 TN-m y una fuerza cortante de 15.95 TN para la columna C10 esto en el diseño de concreto armado. El mayor valor de fuerza cortante en las vigas lo tiene el acero estructural con 8.41 TN en nuestro diseño. Nuestro diseño de concreto armado presenta losas aligeradas y losas macizas y el de acero estructural losa de placa colaborante con viguetas de acero.
- ✓ Se identificaron los parámetros comparativos existen en el análisis sísmico con sistemas de concreto armado y estructura de acero. Al diferenciar los parámetros de ambos sistemas relacionados con el diseño sísmico, podemos referirnos a los desplazamientos máximos debido a las fuerzas sísmicas actuantes 28.8 mm en eje Y del concreto armado y 18.1 mm el eje Y del acero estructural. La cortante basal en el diseño de concreto armado es de 14.86 TN

en la columna mas crítica y en el diseño de acero estructural 1.82 TN, existiendo una considerable diferencia.

- ✓ Se evaluaron como se diferencian las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero. Entablar un distinción en el diseño de cimentaciones de ambos sistemas es dado por la dimensión de la zapata aislada final que en concreto armado es de 2.35 x 2.35 m y en acero estructural 1.80 x 1.80 m se ha trabajado con una capacidad admisible del terreno de 2.83 Kg/cm² para afrontar las deformaciones existentes.
- ✓ Se determinaron que resultados presentan los sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación. El costo del Edificio de Departamentos de 05 niveles planteado con sistema de concreto armado resultó S/. 626,284.70, el costo del edificio con acero estructural de las mismas dimensiones resultó S/. 645,752.09, significando un diferencia de S/. 19467.99. Asimismo el plazo de ejecución de un sistema de concreto armado fue de 162 días, el de un sistema de acero estructural 125 días, siendo 21 días menos de tiempo de ejecución.
- ✓ Se determinó la relacion entre el sistema de concreto armado y estructuras de acero en el diseño de un edificio. De una manera general, y salvo casos muy particulares, no existe una única solución a una cuestión de aplicación de un sistema estructural determinada, sino que para cualquier diseño en edificaciones habitacionales existen numerosas estructuras posibles, buenas, malas o indiferentes; por lo tanto elegir aquella solución que resulte más adecuada para cada caso concreto, en función de determinados criterios técnicos, económicos y constructivos, pero también formales y conceptuales.

RECOMENDACIONES

- ✓ Para realizar todo el proyecto estructural, es importante que el resultado sea la consecuencia de comparaciones de alternativas de solución.
- ✓ Es muy importante evitar irregularidades en la estructura (aunque a menudo dependen del proyecto arquitectónico), ya que perjudica tanto el ámbito estructural del proyecto como el económico: con mayores cargas sísmicas, secciones más resistentes de concreto y más refuerzo serán necesarios.
- ✓ Hacer una comparación estructural y económica del uso de perfiles tubulares en lugar de usar perfiles de piernas amplias W, para miembros sometidos a flexo-compresión (es decir, para columnas).
- ✓ Se recomienda la realización de futuras líneas de investigación utilizando los sistemas de acero estructural de Eccentrically Braced Porches (EBF) y analizar su comportamiento antes de las cargas laterales controlando las desviaciones de acuerdo con la norma E.030 de diseño de resistencia sísmica.
- ✓ Finalmente, si lo que se desea al proyectar un edificio (o cualquier obra civil) es que sea finalmente construido, dos puntos deben ser tenidos en cuenta. La primera es que la estructura proyectada debe ser "constructiva": es esencial colocarse en el lugar del ingeniero que materializará lo que aparece en los planos e intentará alcanzar un proyecto práctico, fácil de construir. La segunda cosa a considerar, relacionada a lo expuesto anteriormente, es la claridad y el grado de detalle de los planes: ellos deben reflejar el diseño en sí, hasta la menor consideración, para que él pueda ser ejecutado en el local.
- ✓ Desarrollar y proponer herramientas de diseño que permitan abrir nuevas vías de investigación y desarrollo, capaces de sugerir nuevos planteamientos formales y conceptuales, ampliando el abanico de posibilidades proyectuales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Reglamento nacional de edificaciones (2016). Grupo Editorial Megabyte Lima – Perú.
- American Concrete Institute (1985), Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05), ACI, Farmington Hills.
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - ANSI/AISC 341-10. Illinois.
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2006). Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design (2da Ed.). Illinois.
- Hernandez, R. (2014). Metodología de la Investigación (6ta Ed.). México: Ed. Mcgraw-HILL / Interamericana Editores, S.A. de c.v.
- Espinoza, C. (2014). Metodología de Investigación Tecnológica Pensando en sistemas (2da Ed.). Perú: Ciro Espinoza Montes.
- Carrasco, S. (2005). Metodología de la Investigación Científica (1ra Ed.). Perú: Editorial San Marcos.
- Caballero, A. (2014). Metodología Integral Innovadora para planes y tesis La Metodología como Formularios. México: Cengage Learning Editores.
- Loayza, J. y Chavez, R. (2015) Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles. Perú: Tesis Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tong, A. (2014) Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares. Perú: Tesis Universidad Ricardo Palma.

- Corzo, D y Saldaña, Y (2017) Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares. Perú: Tesis de la Universidad San Martín de Porras.
- Alcalá, J. (2014) Evaluación Estructural de un edificio de concreto-acero, de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el Paseo de la Reforma de la ciudad de México. México: Tesis de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Albear, J. y Ruales, J. (2014) Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos. Ecuador: Tesis de la Pontificia Universidad Católica de Ecuador.
- Córdova, M. (2014) Estudio comparativo del sistema constructivo en hormigón y acero, en un edificio. Ecuador: Tesis de la Universidad de Cuenca.
- Blanco, A. (1997) Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da Edición. Perú: Editorial San Marcos.
- Otazzi, G. (2007), Apuntes del Curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2007.
- Wight, J. y Macgregor, J. (2009). Reinforced Concrete: Mechanics and design. New Jersey: Pearson Education.
- Tomlinson, M. (1996) Cimentaciones – Diseño y Construcción, Colombia: Editorial Nuevo Mundo.
- Mccormac, J. y Csernak, S (2012). Diseño de estructuras de acero. Quinta Edición. México D.F. : Alfaomega Grupo Editor.

Instituto Técnico de Estructuras de Acero (ITEA) (2010). Guía de diseño para edificios con estructura de acero. Segunda Edición. Ordizia .

Vinnakota, S. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. México: McGraw-Hill Book Company.

Ramos, J. (2014). Costos y Presupuestos en Edificación. Lima: Fondo Editorial CAPECO.

ANEXOS

ANEXO 01: Matriz de operacionalización de variables

HIPÓTESIS	VARIABLES	SUB VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES
Existen diferencias considerables que hacen más viable la aplicación del sistema de acero estructural en el diseño de un edificio de 5 pisos frente a un sistema de concreto armado.	V. 01 Sistema Estructural de Concreto Armado y Estructura de Acero	Sistema Estructural de Concreto Armado	Es el concreto en el que el acero se incrusta de tal manera que los dos materiales actúan juntos en fuerzas de resistencia.	Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.	-Pórticos -Dual -Muros Estructurales -Muros de Ductilidad Limitada
		Sistema Estructural de Acero	El sistema estructural de acero, son elementos prefabricados que se preparan en un taller y se llevan a la obra listas para ser colocadas.	Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.	-Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos -Arriostres Excéntricos -Arriostres en Cruz
	V. 02. Diseño de un Edificio		Es una de las áreas donde se desarrolla la Ingeniería Civil y se realiza a partir de las potencialidades que un material puede ofrecer así como sus características naturales que lo hacen específico, su bajo costo y las propiedades mecánicas que posee.	Edificio de Departamentos de 05 niveles – 02 departamentos por nivel.	-Estructuración -Metrado de Cargas -Predimensionamiento -Análisis Estructural -Análisis Sísmico Estático -Análisis Sísmico Dinámico -Estudio de Suelos (EMS) -Análisis de Cimentaciones -Metrados -Presupuesto -Programación

ANEXO 02: MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TÍTULO DE LA TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURAS DE ACERO EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO.
EGRESADO: BACH. CARLOS MARTIN CRUZ CASTRO**

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEORICO	HIPÓTESIS	VARIABLES Y DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<p>1. PROBLEMA GENERAL ¿Cuáles son los parámetros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos?</p> <p>2. PROBLEMAS ESPECIFICOS</p> <p>a) ¿Cuál es la diferencia de los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero?</p> <p>b) ¿Cuáles son los parámetros comparativos en el análisis sísmico con sistemas de concreto armado y estructura de acero?</p> <p>c) ¿Cuál es la diferencia de las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero?</p> <p>d) ¿Cuáles son los resultados que presentan los sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación?</p>	<p>1. OBJETIVO GENERAL Comparar los parámetros que diferencian los sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos.</p> <p>2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>a) Determinar en qué medida se diferencian los elementos estructurales con sistemas de concreto armado y estructura de acero.</p> <p>b) Establecer qué parámetros comparativos existen en el análisis sísmico con sistemas de concreto armado y estructura de acero.</p> <p>c) Comparar las cimentaciones con sistemas de concreto armado y estructura de acero en el diseño de un edificio de 05 pisos</p> <p>d) Determinar que resultados presentan los sistemas de concreto armado y estructura de acero con respecto a los costos, presupuestos y programación de un edificio de 05 pisos</p>	<p>1. ANTECEDENTES NACIONAL Loayza y Chávez (2015), realizaron la investigación "Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles", en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Se plantearon con objetivos el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de San Miguel en el departamento de Lima. El edificio tiene un sistema de techado de losas aligeradas con viguetas prefabricadas Firth y losas macizas. El sistema estructural está compuesto en su gran mayoría por muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado. Los muros de concreto armado fueron pre dimensionados considerando que el 80% de la fuerza cortante sísmica del análisis estático sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para pre dimensionar las columnas se consideró solamente la carga axial. Se concluyó que: Hacer uso de programas de computación para hacer análisis de los diferentes elementos estructurales del edificio, ya sea de manera individual como en conjunto, resulta ser muy práctico y económico; sin embargo, es necesario tener un criterio adecuado para poder analizar los resultados obtenidos en cada elemento.</p>	<p>1. HIPÓTESIS GENERAL Existen parámetros diferenciables que constituyen una alternativa ventajosa del sistema de acero estructural frente al sistema de concreto armado en el diseño de un edificio de 5 pisos.</p> <p>2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</p> <p>a) El empleo de elementos estructurales de acero brindará mejor rigidez lateral, resistencia y ductilidad frente a elementos estructurales de concreto armado. La aplicación del análisis sísmico por el sistema de estructura de acero brindará mejor comportamiento ante cargas sísmicas frente al análisis sísmico por el sistema de estructura de concreto armado.</p> <p>b) La aplicación del análisis sísmico por el sistema de estructura de acero de un edificio de 05 pisos brindará mejor estabilidad ante las solicitaciones de carga frente a cimentaciones con concreto armado.</p> <p>c) Las cimentaciones por el sistema de estructura de acero de un edificio de 05 pisos brindarán mejores alternativas económicas y rendimientos a los costos, presupuestos y programación con concreto armado.</p>	<p>1. VARIABLES Variable Independiente. SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO</p> <p>Variable Dependiente. DISEÑO DE UN EDIFICIO</p> <p>2. DIMENSIONES</p> <p>DISEÑO DE UN EDIFICIO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Elementos Estructurales - Análisis Sísmico - Cimentaciones - Costos, Presupuestos y Programación <p>SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Concreto Armado. - Estructuras de Acero 	<p>- Tipo de Investigación La presente tesis es de investigación aplicada, porque con conocimientos previos a la tecnología que en este caso es el empleo de métodos de diseño y programas, se busca verificar la alternativa mas viable en el diseño de 02 edificios de departamentos, bajo 02 sistemas estructurales distintos que son sistema de concreto armado y sistema de acero estructural; y a partir de ello proponer el sistema que se acorde a las necesidades de la población en el campo habitacional.</p> <p>- Nivel de Investigación La tesis es de nivel descriptivo – explicativo: describiendo las características de ambos sistemas; respondiendo a la hipótesis planteada de el porque es mejor emplear el sistema estructural de acero en los edificios de 05 pisos, mediante el cruce o relación de variables primero el diseño del edificio (variables dependientes) y luego con ambos sistemas estructurales (variables independientes), planteando la mejor propuesta de explicación al problema causal, que al final fueron contrastadas. Asimismo compara ambos sistemas en seguridad, resistencia, calidad, costos y tiempo de ejecución.</p>

MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TÍTULO DE LA TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURAS DE ACERO EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO.
EGRESADO: BACH. CARLOS MARTIN CRUZ CASTRO**

MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	VARIABLES Y DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<p>Tong (2014), su tesis: "Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares", en la Universidad Ricardo Palma.</p> <p>El objetivo fue demostrar la factibilidad del uso de estructuras metálicas en edificios multifamiliares. En su tesis propone también dos diseños de un mismo edificio multifamiliar, uno en concreto y otro en acero, de los cuales obtiene los costos y cronogramas respectivos. Analiza el diseño en concreto. La poca experiencia en la construcción de estructuras metálicas y el desfase en las normas peruanas hacen que el acero quede destinado para el diseño de galpones o naves industriales. Sin embargo, se debe de promover incentivos para el uso de sistemas más confiables en lo que respecta a ductilidad y rapidez en construcción.</p> <p>La tesista concluyó que tanto en concreto como el acero presentan ventajas y desventajas, las cuales fueron mencionadas, esto no significa que un material descarte al otro sino que ambos materiales se presentan como opción en la construcción.</p>	<p>Corzo y Saldaña (2017), realizaron la tesis: "Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares", en la Universidad San Martín de Porras.</p> <p>Los testistas realizaron la presente investigación con el objetivo de corroborar si la ejecución de un edificio proyectado con acero estructural para vivienda multifamiliar presenta similitud o mayor grado de viabilidad que el mismo edificio proyectado con concreto armado. Para el análisis del proyecto se diseñó una edificación de concreto armado, como punto inicial se dimensionaron los elementos estructurales, para su análisis en el programa asistido por ordenador ETABS, programa integrado de diseño estructural, que está más cerca la conducta real de los terremotos.</p> <p>Al finalizar, se concluye la rentabilidad del uso de las estructuras metálicas como otra alternativa en la construcción de casas multifamiliares.</p>	<p>INTERNACIONAL</p> <p>Alcalá (2014), elaboró su tesis: "Evaluación Estructural de un edificio de concreto-acero, de 23 niveles, con columnas de concreto reforzado de acción-compuesta, diseñado y construido entre los años 1989-1994, en el Paseo de la Reforma de la ciudad de México", en la Universidad Nacional Autónoma de México.</p> <p>Establece que en su gran mayoría la normativa moderna que analiza el diseño sísmico establece como finalidad primordialmente en la vida de la edificación evitar que las estructuras colapsen, pero siempre aceptar los daños causados, en el caso de cualquier terremoto que pueda ocurrir. En esta tesis a fin de obtener índices que permitan evaluar las condiciones de seguridad de la estructura; se realiza una revisión estructural, para ellos se tiene como objetivo evaluar estructuralmente un edificio de oficinas en concreto armado de 23 niveles con columnas de concreto, de acuerdo con las disposiciones aplicables del Reglamento de la Construcción del Distrito Federal en su versión actual de 2004 (RCDF04).</p> <p>El testista concluyó que, incluso si no cumple con los reglamentos, la estructura presentó una ideal conducta durante toda su vida para las acciones que se presentaron, incluyendo terremotos de violencia imponente, como la de magnitud de 7,4 en la escala de Richter que ocurrió el 20 de marzo de 2012.</p>	<p>Albear y Ruales (2014) su tesis: "Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos", a la Pontificia Universidad Católica de Ecuador.</p> <p>Para la presente tesis se han escogido dos tipos de materiales, el concreto armado y el acero estructural con placas soldadas. Además de una tercera opción la cual incluye una combinación de ambos materiales. Para el edificio de hormigón armado se utilizarán secciones rectangulares en vigas y columnas, y losas bidireccionales alivianadas con bloque. Para el edificio de acero se utilizarán secciones tipo cajón en columnas, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico. En el caso del edificio mixto se utilizarán columnas de acero estructural tipo cajón rellenas de hormigón simple, vigas y viguetas tipo I y losas con deck metálico.</p> <p>El testista concluyó que se pudo determinar que la redundancia de elementos estructurales que soportan las cargas laterales afecta directamente al punto de desempeño de la estructura. Siendo este capaz de resistir una mayor fuerza lateral a medida que el número de elementos resistentes aumenta.</p>	<p>3. INDICADORES</p> <p>SISTEMA DE CONCRETO ARMADO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pórticos - Dual - Muros Estructurales - Muros de Ductilidad Limitada <p>SISTEMA DE ESTRUCTURAS DE ACERO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pórticos Dúctiles con uniones Resistentes a Momentos - Arriostres Excéntricos - Arriostres en Cruz <p>DISEÑO DE UN EDIFICIO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Diseño de Elementos Estructurales - Estructuración - Metrado de Cargas - Predimensionamiento - Análisis Estructural - Análisis Sísmico - Análisis Estático - Análisis Dinámico - Diseño de Cimentaciones - Estudio de Suelos (EMS) - Predimensionamiento - Análisis de Cimentaciones - Costos, Presupuestos y Programación - Metrados - Presupuesto - Programación 	<p>Diseño de la Investigación</p> <p>En nuestro caso es experimental porque existe manipulación intencional en una de las variables que en este caso son los dos tipos de sistemas que es el concreto armado y sistema de acero.</p> <p>Población: Están constituidas por todas las edificaciones de 5 pisos, del distrito de San Jerónimo de Tunán, destinadas al uso de viviendas, ya sean por sistemas de concreto armado o acero estructural.</p> <p>Muestra: La muestra es un edificio de 05 niveles para usos habitacionales propiedad de la Sra. Luz Amanda Laura Mendoza, ubicado en el Distrito de San Jeronimo de Tunan, que se diseñara por por sistemas de concreto armado y acero estructural.</p> <p>Método de investigación</p> <p>Se empleó el método científico para entender el proceso comparativo de los diseños estructurales dentro de la investigación se persigue una serie de pasos de manera sistemática y empleo de diferentes instrumentos que nos conlleva al estudio de la realidad como el caso de las edificaciones en nuestra localidad como conocimiento científico..</p>

MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TÍTULO DE LA TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO.
EGRESADO: BACH. CARLOS MARTIN CRUZ CASTRO**

MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	METODOLOGÍA	METODOLOGÍA	METODOLOGÍA
<p>Cordova (2014) su tesis: "Estudio comparativo del sistema constructivo en hormigón y acero, en un edificio", a la Universidad de Cuenca. Este documento contiene el diseño del mismo, sus planos de instalaciones, un pre dimensionamiento de las dos estructuras, y los presupuestos respectivos (se adjuntan los análisis de precios más representativos), con lo que se llega a la conclusión del sistema constructivo más conveniente para éste caso. Este estudio tiene como objetivo proponer un proyecto de un edificio para la zona Sur Oeste de la ciudad, que involucre las reflexiones generadas a partir del análisis de la utilización de dos sistemas constructivos para la estructura, con el objetivo de comparar el uno con el otro.</p> <p>El tesista concluyó que para poder realizar un proyecto de diseño es indispensable realizar un análisis del sitio y una investigación del sistema constructivo que se va a utilizar, ya que revisar la normativa de la ciudad para la zona en la que vaya a estar emplazado el proyecto, analizar las condicionantes y preexistencias que presente el terreno, así como las características físicas y ambientales y la información recopilada del sistema constructivo.</p>	<p>2. MARCO CONCEPTUAL CONCRETO ARMADO</p> <p>El concreto, por sus características, es el material idóneo para elementos que estén sometidos únicamente a esfuerzos de compresión. Pero eventos externos como sismos pueden generar esfuerzos multidireccionales que someten elementos tanto a compresión como a tensión, pero siendo la capacidad a resistir tensión del concreto cercana al 10% de su capacidad a compresión, es necesario suplirle un soporte o elemento que pueda soportar esta carencia, y ese soporte es normalmente el acero estructural ya que posee una resistencia a tensión de más de 100 veces la del concreto. El concreto reforzado obtiene sus ventajas al combinar características del concreto y el acero y compensar las carencias de uno con el otro. Una de las características que ha permitido la combinación del concreto y el acero es su similitud en el coeficiente de expansión térmica, lo que evita los desplazamientos relativos entre el acero y el concreto circundante por cambios de temperatura.</p>	<p>ESTRUCTURACION</p> <p>En esta etapa se define el tamaño y la forma del edificio; la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales; así como la naturaleza, tamaño y ubicación de los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura. Esto comprende la definición de la geometría general de la estructura (tanto en planta como elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero, etc.), se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas; se establecen los claros de las vigas, tableros de losas y las alturas libres de entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan las uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.</p>	<p>Técnicas e instrumentos de Recolección de datos</p> <p>Se tomaron datos de investigaciones secundarias, para poder emplearlos en el estudio comparativo como: Estudio de suelos, "EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS LAS COLINAS DE CHALAY"; un estudio realizado por GEOLUMAS – LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO el año 2018, "Estudio para determinar la capacidad portante mediante el ensayo de Corte Directo". De este estudio se concluye que el terreno posee un suelo de alta capacidad portante que supera los 2.83 kg/cm², con el cual se procedió a hacer el análisis estructural de la edificación.</p> <p>- Se manejó las Normas Técnicas Peruanas, como el Reglamento Nacional de Edificaciones; norma E 0.20 Cargas, norma E 0.30 Diseño Sismorresistente, norma E 0.60 Concreto Armado y la norma E 0.90 Estructuras Metálicas.</p> <p>- Se llegaron a utilizar las normas americanas como la AISC (Instituto Americano de Construcción en Acero); el AISC 360-10 Especificación para construcciones en acero, AISC 341-10 Diseño sismorresistente de construcciones en acero.</p>	<p>- Se llegaron a utilizar las normas americanas como la AISC (Instituto Americano de Construcción en Acero); el AISC 360-10 Especificación para construcciones en acero, AISC 341-10 Diseño sismorresistente de construcciones en acero.</p> <p>- Para el diseño de las estructuras metálicas, se utilizó el método LFRD (Diseño con factores de carga y resistencia), para ello se recurrió al libro "Diseño de Estructuras de Acero", quinta edición cuyos autores son McCormac Jack C. y Csernak Stephen F.</p> <p>- Para el diseño sísmico del edificio de departamentos, se precisó la consulta al libro "Diseño Sísmico de Edificaciones problemas resueltos" del autor PhD. Villarreal Genner.</p> <p>- Para la realización de la estructura de costos, se consultó el libro de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) "Costos y Presupuestos en Edificación" cuyo autor Ing. Ramos Jesús.</p> <p>Procesamiento de los datos</p> <p>Predimensionamiento de elementos estructurales</p> <p>El predimensionamiento es proponer nuevas secciones a través de una evaluación de intentos, criterios y recomendaciones de ingenieros civiles involucrados en las estructuras especiales, incluso a lo estipulado en la Norma Técnica para la construcción de concreto armado E-060, E-090 de Acero Estructural y E -030 de Resistencia Sísmica o entre Requisitos Arquitectónicos y Ocupacionales.</p>	<p>Metrado de cargas</p> <p>El metrado de carga es donde la fuerza u otras acciones resultantes del peso de materiales de construcción, ocupantes y pertenencias, efectos del ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos se estiman.</p> <p>Como un primer punto y regla general, al realizar la medición de carga, debemos pensar en cómo el elemento es soportado en otro, las cargas existentes de nivel a nivel que se transmiten a través de la losa para vigas y columnas donde son soportados, que estos elementos transfieren su carga a zapatas para actuar en el suelo para la cimentación.</p> <p>Reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.)</p> <p>Las normas son muy importantes en el diseño y/o reforzamiento donde nos condicionan parámetros para la ejecución de las construcciones en todo el Perú.</p> <p>Reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.)</p> <p>Las normas son muy importantes en el diseño y/o reforzamiento donde nos condicionan parámetros para la ejecución de las construcciones en todo el Perú.</p> <p>a) Considerar los criterios y requisitos mínimos para el diseño y ejecución de todo tipo de obras.</p> <p>b) La descripción y características de cada uno de los componentes estructurales.</p> <p>Análisis y evaluación de la infraestructura con el programa SAP, ETABS y SAFE.</p>

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO DE LA TESIS: ANALISIS COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO.

EGRESADO: BACH. CARLOS MARTIN CRUZ CASTRO

MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	MARCO TEORICO	MARCO TEORICO		
<p>PREDIMENSIONAMIENTO</p> <p>Se define por predimensionado o predimensionamiento al conjunto de técnicas que permiten calcular elementos de ingeniería de manera sintetizada. El objetivo de esta reducción es el de encontrar unas magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características del elemento que puedan servir para afinar un proceso de diseño que, finalmente, habrá de ser ratificado por un cálculo exhaustivo según la disciplina.</p> <p>Para la elaboración de dichos métodos se recurre a simplificaciones matemáticas de base a sus características, los valores cuya variable representa porcentajes pequeños en el cómputo de las ecuaciones, criterios estadísticos y conclusiones empíricas.</p> <p>El predimensionado es muy útil en el mundo de la proyección arquitectónica en la que las dimensiones de la estructura o características de los equipos de instalaciones son cruciales para el diseño. Es por tanto que en esta disciplina se recurre habitualmente al predimensionado estructural y al predimensionado de instalaciones y servicios.</p>	<p>CARGAS</p> <p>Las fuerzas que actúan sobre una estructura se denominan cargas, y suelen dividirse en externas e internas. Las primeras están constituidas por las cargas aplicadas y las reacciones de los apoyos de la estructura. Las cargas, a su vez, pueden clasificarse desde diversos puntos de vista.</p> <p>ANÁLISIS.</p> <p>Una estructura al encontrarse sometida a una serie de acciones responde a ellas en base a sus características. Como efecto de estas acciones, la estructura se deforma, sufre desplazamientos y esfuerzos, y ocasionalmente daños. Todo esto constituye su respuesta a dichas acciones.</p> <p>CIMENTACIONES</p> <p>La cimentación es el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas a los apoyos a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.</p>	<p>ANÁLISIS SISMICO DE EDIFICIOS</p> <p>El análisis sísmico de estructuras es una disciplina que se enmarca dentro del campo del Análisis Estructural y tiene como objetivo efectuar una apreciación de la respuesta de una estructura a la ocurrencia de un evento sísmico. En un principio las respuestas que nos interesaban estaban basadas en resistencia, pero este criterio evolucionado y actualmente nos interesan las que se encuentran basadas en desplazamientos, pues se ha llegado a la conclusión que son estos, los desplazamientos, los que dañan a las estructuras, adicionalmente se ha demostrado que nuestra capacidad de predicción de la demanda de resistencia (representada principalmente por el cortante en la base) es bastante superior a nuestras posibilidades de predecir los desplazamientos de nuestra estructura, siendo esto muy claro cuando vemos una curva de capacidad, donde se aprecia que pequeñas variaciones en el cortante basal pueden implicar sustanciales variaciones en el desplazamiento.</p>	<p>ACERO ESTRUCTURAL</p> <p>El Acero estructural es uno de los materiales básicos utilizados en la construcción de estructuras, tales como edificios industriales y comerciales, puentes y muelles. Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad en su uso. Es relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y más versátil disponible para la industria de la construcción.</p> <p>La producción, fabricación, construcción y prácticas de diseño para estructuras de acero han tenido cambios importantes en los últimos diez a quince años, debido a la evolución en la producción de los aceros.</p> <p>Hay muchos tipos y grados de acero disponibles en el mercado, para su uso en la construcción, que cumplen con una amplia variedad de necesidades y demandas del cliente. Además, existen eventos como sismos y huracanes, que presentan nuevos retos de comportamiento y eficiencia de los materiales, algunos de los cuales han planteado preguntas sobre el diseño en acero y las prácticas de construcción.</p> <p>COSTOS Y PRESUPUESTOS</p> <p>Costos y Presupuestos trata sobre la interrelación armónica entre las estructura diferenciales de costos tradicionales y costos evolutivos, dentro de la microeconomía trata sobre la interrelación entre productores y consumidores y la forma de cómo reducir la estructura del mercado de compras con relación al mercado de ventas.</p>		

ANEXO 03

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS “LAS COLINAS
DE CHALAY” – SAN JERONIMO DE TUNAN –
HUANCAYO – JUNIN”**

INFORME TECNICO

SOLICITANTE:

CARLOS M. CRUZ CASTRO

**PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA
MENDOZA**

11 DE OCTUBRE DEL 2018



INDICE

1. GENERALIDADES
 - 1.1. Objetivo
 - 1.2. Normatividad
 - 1.3. Ubicación
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO
 - 2.1.- Geologia
 - 2.1.1. Geologia Regional
 - 2.1.2. Geologia Local
 - 2.2.- Sismicidad
- 3.0. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA
 - 3.1. Exploraciones
 - 3.2. Muestreo
 - 3.3. Registro De Exploraciones
- 4.0. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 4.1. Ensayos Estandar
 - 4.2. Ensayos Especiales
 - 4.3. Clasificación De Suelos
- 5.0. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO
- 6.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
- 7.0. CAPACIDAD PORTANTE
 - 7.1. Capacidad De Carga
 - 7.1. Diseño Por Seguridad Global
 - 7.1. Parametros De Obras De Sostenimiento.
- 8.0. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

**GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 186416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

“EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS “LAS COLINAS DE CHALAY” - SAN JERONIMO DE TUNAN - HUANCAYO - JUNIN”

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Edwin Peña Duchas
Ing. Civil Edwin Peña Duchas
ASESOR TÉCNICO. CIP 145419
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN - HUANCAYO - JUNIN"

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará la edificación proyectada.

Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos, del mismo modo se analizó la agresividad del suelo al concreto de la cimentación.

1.2. NORMATIVIDAD

El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.

1.3. UBICACIÓN

LUGAR	: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
DISTRITO	: SAN JERONIMO DE TUNAN
PROVINCIA	: HUANCAYO
DEPARTAMENTO	: JUNIN



Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEODINÁMICA



2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 GEOLOGIA

2.1.1 GEOLOGIA REGIONAL

Aspectos geomorfológicos

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinámica interna y externa. Las unidades geomorfológicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Cordillera Occidental.

Aspectos Litoestratigráficos.

La secuencia litoestratigráfica, esta dada por la ocurrencia de afloramientos y depósitos no consolidados con edades que se inician en el Cretáceo Inferior, hasta la actualidad.

Morfogénesis y Procesos Geodinámicos

La configuración del relieve en la región está subordinada a procesos morfogenéticos que han ocurrido en el pasado geológico.

2.1.2 Geología Local

Aspectos Geomorfológicos

El área de estudio se encuentra en el cauce de quebradas antiguas

Aspectos Litoestratigráficos

El área en estudio está asociada a depósitos aluviales de quebradas

2.2 SISMICIDAD

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida útil de la edificación proyectada.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia la sierra y



selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 3.

En la Figura N°3, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cual se basó en Mapas de Isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°4, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Construcciones.

Los parámetros sísmicos a usarse son:

ZONA 3

PARAMETRO	VALOR
Factor de zona (Z)	0.35
Factor de ampliación de ondas sísmicas (S)	1.15
Periodo de vibración predominantte (Tp)	0.6 seg.

PERFILES DE SUELO
PERFIL TIPO S ₂

FACTOR DE SUELO "S"	S ₂
Z ₃	1.15

PERIODOS "Tp" v "Tl"	S ₂
"Tp" (S)	0.6
"Tl" (S)	2.0



Mapa de Zonificación Sísmica del Perú



Figura N°1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2016).



Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

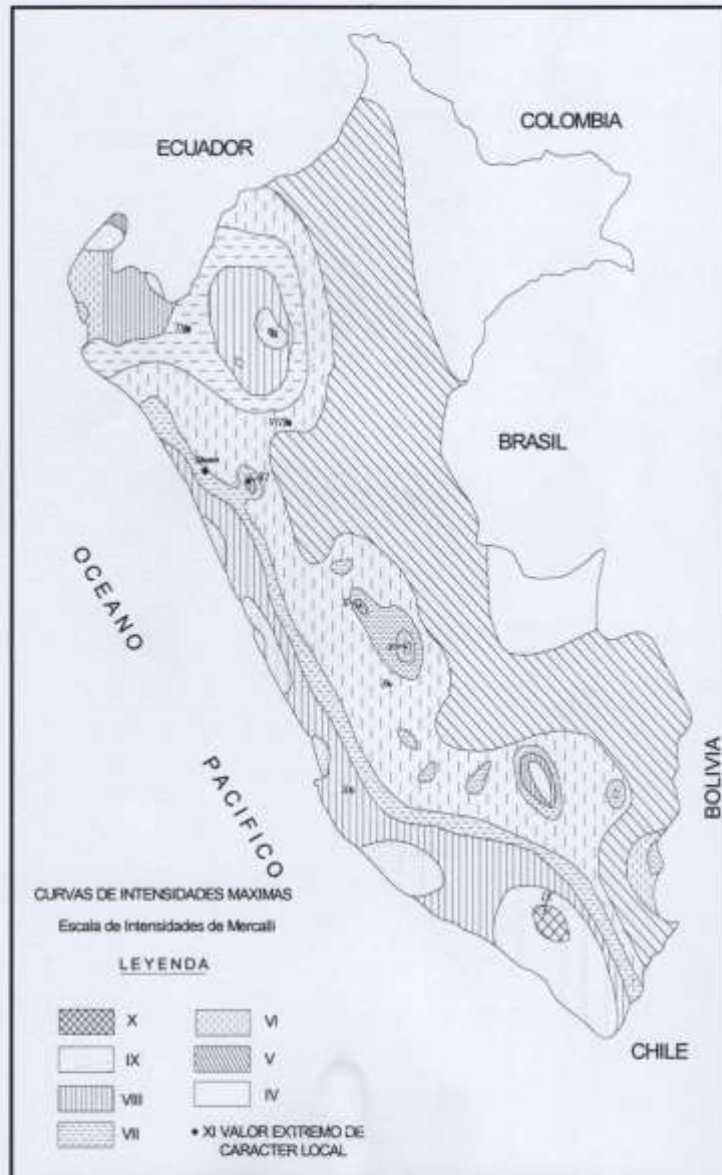


Figura N°3: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ABOR TÉCNICO - CIP 145415
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111155, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



3.- INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

3.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 01 excavación a cielo abierto ó calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 3.00 m.

- **C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN**

3.2. MUESTREO DISTURBADO

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar, especiales y análisis químicos.

3.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc.

Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas.

Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones. Sin embargo se puede concluir que los suelos son del tipo:

C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN

- De 0.00 a 2.00 mts de profundidad el terreno encontrado son arenas limosas, mezcla de arena y limo de color marron oscuro.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO CIP 143410
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y OROLOGIA



4.1. ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

4.2. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:

POZO	C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN
PROF.(m)	2.00
Retiene N°4	20.40
Pasa malla N°200	33.20
Límite Líquido (%)	N.P.
Índice Plástico (%)	N.P.
Densidad máx-mín (kg/cm ³)	1.87
CLASIFICACIÓN SUCS	SM

CUADRO N°1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el "Perfil Estratigráfico" estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 145416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



POZO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN	SM	•De 0.00 a 2.00 mts de profundidad el terreno encontrado son arenas limosas, mezcla de arena y limo de color marron oscuro.

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por : arenas limosas, mezcla de arena y limo.

se efectuó un ensayo de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

	C-1
Angulo de fricción interna, ϕ	27.90°
Cohesión, C (kg/cm ²)	0.02

7. CAPACIDAD PORTANTE

7.1 CAPACIDAD DE CARGA

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un



factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

7.2 DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 3, como promedio.

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

qult	=	Capacidad última de carga
γ	=	Peso Volumetrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación
Df	=	Profundidad de cimentación
N_x, N_θ, N_y	=	Factores de carga
S_x, S_θ, S_y	=	Factores de forma
W_θ, W_γ	=	Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del





ángulo de resistencia al esfuerzo cortante \rightarrow del suelo y de la geometría de la cimentación.
Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC:

Ver : CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre :

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" -- SAN JERONIMO DE TUNAN	1.69 kg/cm ² a 0.80 mts de profun
	2.83 kg/cm ² a 2.00 mts de profun

valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

7.3. PARAMETROS DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

La evaluación de la estabilidad del talud se deberá referir a la zona de relleno en cuya parte alta se procederá al corte, dejando paredes expuestas de material deleznable. En caso sean las necesidades del proyecto y al requerimiento de ganar terreno a desnivel, se tendrá que emplear un muro de contención, diseñado adecuadamente según el proyecto integral.

Los empujes de tierra, presentada por la distribución de cargas geostáticas como de cargas inducidas (estructuras), propiciarán empujes que generan inestabilidad del talud y a partir del cual se permitirá el diseño de la estructura de contención.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.


Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO O.P. 145415
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

**C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" –
SAN JERONIMO DE TUNAN**

- De 0.00 a 2.00 mts de profundidad el terreno encontrado son arenas limosas, mezcla de arena y limo de color marron oscuro.

En promedio estas muestras presentan pesos unitarios altos así como la capacidad de soporte alta de acuerdo a su compactad.

De ser necesario se podrá estimar los empujes por el método de Rankine, para lo cual el diseño de la estructura de contención se basarán en los empujes activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades que serán calculados teniendo en cuenta los coeficientes de presiones laterales según:

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad k_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, luego obtenemos los coeficientes de presión lateral activo y pasivo, respectivamente.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 14416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.
- Los cálculos realizados son basados en una profundidad de 3.00 mts.
- El terreno estudiado en toda su extensión tiene capacidad portante alta.
- El terreno no presenta napa freática a la fecha de excavación (10 de Octubre del 2018).
- Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

POZO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN	SM	•De 0.00 a 2.00 mts de profundidad el terreno encontrado son arenas limosas, mezcla de arena y limo de color marrón oscuro.

En promedio estas muestras presentan pesos unitarios altos, así como la capacidad de soporte alta de acuerdo a su compacidad.

- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometrías y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganando propiedades de resistencia debido a su compacidad.

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN	1.69 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.83 kg/cm ² a 2.00 mts de profun

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO CIP 142478
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.
- Se recomienda la presencia del profesional responsable (PR) en los trabajos correspondientes a las excavaciones, teniendo en cuenta el PR los sistemas constructivos necesarios y medios de seguridad a tomar en cuenta para mantener el bienestar de las obras y de las personas involucradas en el proceso constructivo.

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Edwin Peña Dueñas

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 120415
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS “LAS COLINAS DE
CHALAY” – SAN JERONIMO DE TUNAN –
HUANCAYO – JUNIN”**

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE:

CARLOS M. CRUZ CASTRO

**PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA
MENDOZA**

11 DE OCTUBRE DEL 2018



TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE (KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" -
SAN JERONIMO DE TUNAN - HUANCAYO - JUNIN"

SOLICITANTE: CARLOS M. CRUZ CASTRO
PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA MENDOZA

CALICATA : C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
- SAN JERONIMO DE TUNAN

MUESTRA : LAS COLINAS DE CHALAY - SAN JERONIMO DE TUNAN

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	27.90	grados
Cohesión	0.02	kg/cm2
Peso unitario de sobrecarga	1.87	gr/cm3
Peso unitario del suelo de cimentación	1.87	gr/cm3
Relación Ancho/Largo (B/L)	0.1	Forma:
Profundidad de fondo de cimentación	2.0	m
Profundidad de desplante	2.0	m
Posición de nivel freático	50	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	SM	
Cimentación sugerida		
Cota de terreno	3275	manm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc: 25.70
Nq: 14.57
Ny: 16.50

C. FACTORES DE FORMA:

Sc: 1.0567
Sq: 1.0529
Sy: 0.98

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
			W	W'		
0.80	3,274.20	1.50	1	1	5.06	1.69
0.90	3,274.10	1.50	1	1	5.35	1.78
1.00	3,274.00	1.50	1	1	5.63	1.88
1.10	3,273.90	1.50	1	1	5.92	1.97
1.20	3,273.80	1.50	1	1	6.21	2.07
1.30	3,273.70	1.50	1	1	6.49	2.16
1.40	3,273.60	1.50	1	1	6.78	2.26
1.50	3,273.50	1.50	1	1	7.07	2.36
1.60	3,273.40	1.50	1	1	7.35	2.45
1.70	3,273.30	1.50	1	1	7.64	2.55
1.80	3,273.20	1.50	1	1	7.93	2.64
1.90	3,273.10	1.50	1	1	8.21	2.74
2.00	3,273.00	1.50	1	1	8.50	2.83

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.69 kg/cm2 y 2.83 kg/cm2, valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ABRIL TÉCNICO DE INGENIERÍA
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS “LAS COLINAS
DE CHALAY” – SAN JERONIMO DE TUNAN –
HUANCAYO – JUNIN”**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITANTE:

CARLOS M. CRUZ CASTRO

**PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA
MENDOZA**

11 DE OCTUBRE DEL 2018



INFORME N° GEOLUMAS S.A.C.

SOLICITADO : CARLOS M. CRUZ CASTRO
PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA MENDOZA

PROYECTO : "EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN - HUANCAYO - JUNIN"

UBICACIÓN : LAS COLINAS DE CHALAY - SAN JERONIMO DE TUNAN

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

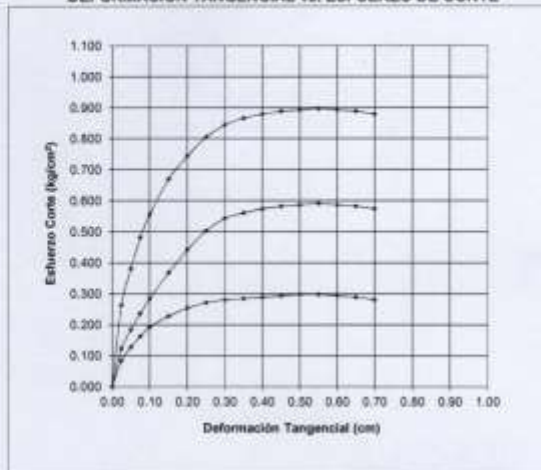
Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

Muestra : M-1

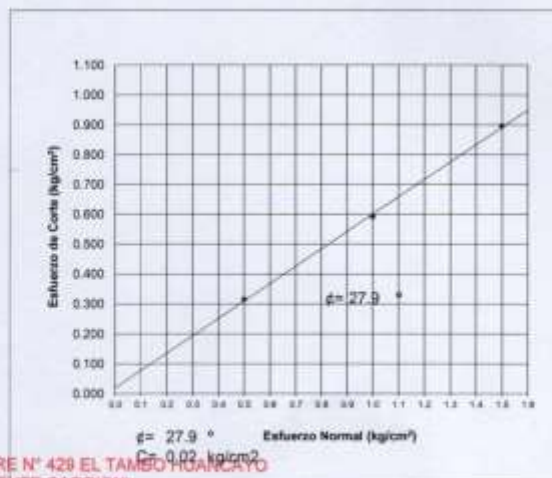
Calicata : C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN

Prof.(m) : 2.00 mts

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



JR 28 DE OCTUBRE N° 428 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRION)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO,
RUC. 20568764995,

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ABEROR TÉCNICO, CP 100416
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



Viene de informe N° : EOLUMAS S.A.C.

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" - SAN JERONIMO DE TUNAN
Prof.(m) : 2.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.650	1.650	1.650
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.348	1.348	1.348
Cont. de humedad inicial (%)	22.35	22.35	22.35
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.020	1.970	1.944
Altura final de muestra (cm)	1.995	1.952	1.926
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.028	2.058	2.069
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.460	1.492	1.512
Cont. de humedad final (%)	38.89	37.92	36.84
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.315	0.591	0.897
Angulo de friccion interna :	27.9 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.02		

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: Tec. J. Poul Huambo

**GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Edwin Peña Dueñas
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO, CIP 145410
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO

**“EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS “LAS COLINAS
DE CHALAY” – SAN JERONIMO DE TUNAN –
HUANCAYO – JUNIN”**

**ANALISIS GRANULOMETRICO
LIMITES DE CONSISTENCIA
PERFIL ESTATRIGRAFICO**

SOLICITANTE:

CARLOS M. CRUZ CASTRO

**PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA
MENDOZA**

11 DE OCTUBRE DEL 2018



SOLICITANTE : CARLOS M. CRUZ CASTRO
PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA MENDOZA

PROYECTO : "EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERÓNIMO DE TUNAN – HUANCAYO – JUNIN"

UBICACIÓN : LAS COLINAS DE CHALAY – SAN JERONIMO DE TUNAN

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Celicata : C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN
Muestra : M-1
PROG : EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN
Prof. (m) : 2.00 mts

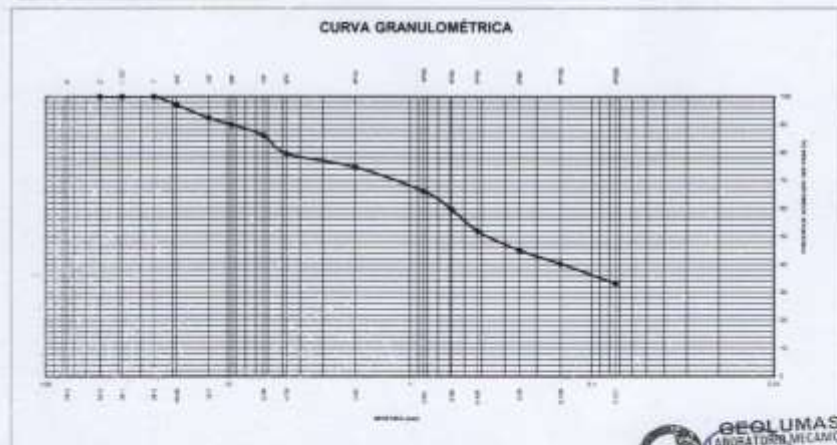
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(%) Acumulado Rete	(%) Acumulado Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	-	-	100.0
3/4"	19.050	3.0	3.0	97.0
1/2"	12.700	4.7	7.7	92.3
3/8"	9.525	2.3	10.1	89.9
1/4"	6.350	3.9	14.0	86.0
Nº4	4.750	6.5	20.4	79.6
Nº10	2.000	4.8	25.3	74.7
Nº20	0.840	8.7	33.9	66.1
Nº30	0.590	6.5	40.4	59.6
Nº40	0.426	7.7	48.0	52.0
Nº60	0.250	6.9	55.0	45.0
Nº100	0.149	4.8	59.8	40.2
Nº200	0.074	7.0	66.8	33.2
- Nº200		33.2		

% grava	: 20.4
% arena	: 46.4
% finos	: 33.2

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LÍMITE LÍQUIDO (%)	: NP
LÍMITE PLÁSTICO (%)	: NP
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : SM
Clasificación AASTHO ASTM C-3082 : A-2-4(0)



GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO - CIP 145616
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

JR 28 DE OCTUBRE N° 429 EL TAMBO HUANCAYO
(ALTURA DEL PUENTE CARRIÓN)
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995,

CEL 968111156, RPM #968111156
CEL 971337776, RPM #971337776



PERFIL ESTRATIGRAFICO

"EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN – HUANCAYO – JUNIN"

PROYECTO:

LAS COLINAS DE CHALAY – SAN JERONIMO DE TUNAN

UBICACION:

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

FECHA DE EXCAVACION :

11 DE OCTUBRE DEL 2018

SOLICITANTE: CARLOS M. CRUZ CASTRO
PROPIETARIA: LUZ AMANDA LAURA MENDOZA

PROFUNDIDAD TOTAL (m)
PROF. NIVEL FREATICO (m)

2.00 m
N.P

MUESTRA:

M-1

CALCATA:

C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN

PROGRESIVA:

EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; Índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de bloques / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA								
			0.075	0.425	0.850	2.000	LL	LP	HM	U _p (%)	
		AASHTO	0.075	0.425	0.850	2.000	4.75	75	150	300	MUESTRA
0.10	ARENAS LIMOSAS, MEZCLA DE ARENA Y LIMO DE COLOR MARRON OSCURO	SM									
0.20											
0.40											
0.60											
0.80											
1.00											
1.10											
1.20											
1.30											
1.40											
1.50											
1.60											
1.70											
1.80											
1.90											
2.00											

NO DETERMINADO

OBSERVACIONES

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TECNICO COP VJ416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



FOTO 01.- EXCAVACION DE LA CALICATA, C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN



FOTO 02.- PERFIL ESTRATIGRAFICO, C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN

 **GEOLUMAS SAC.**
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
Edwin Peña Dueñas
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 15416
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



FOTO 03.- PROFUNDIDAD DE EXCAVACION, C-1, EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY" – SAN JERONIMO DE TUNAN

 **GEOLUMAS SAC**
LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS
Edwin
Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO, D.F. 14918
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ANEXO 04
METRADO DE CARGAS DE VIGAS

ANEXIO Nº 04 – METRADO DE CARGAS DE VIGAS

PRIMER NIVEL

Tabla 01. Metrado de viga VCH-100 -101.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.30 \times 0.35 = 252 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	889.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga viva total	60 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 02. Metrado de viga VP-101 Eje 5-5 Tramo 1, 3 y 4.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 2.80 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.55 = 135.15 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 2.55 = 765 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1375 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2117.65 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 2.80 = 560 \text{ kg/m}$
Carga viva total	560 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 03. Metrado de viga VP-101 Eje 5-5 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.25 = 125 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.00 = 53 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.00 = 300 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	755 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1415.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.25 = 250 \text{ kg/m}$
Carga viva total	250 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 04. Metrado de viga VP-102 Eje 4-4 Tramo 1 y 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.44 = 344 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.19 = 169.07 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.19 = 957 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1621 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2397.57 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.44 = 688 \text{ kg/m}$
Carga viva total	688 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 05. Metrado de viga VP-102 Eje 4-4 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.88 = 188 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.63 = 86.39 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.63 = 489 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1007 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1700.89 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.88 = 376 \text{ kg/m}$
Carga viva total	376 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 06. Metrado de viga VP-102 Eje 3-3 Tramo 1 al 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.50 = 350 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1655 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2434.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.50 = 700 \text{ kg/m}$
Carga viva total	700 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 07. Metrado de viga VP-102 Eje 3-3 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.87 = 187 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.62 = 85.86 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.62 = 486 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1003 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1696.36 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.87 = 374 \text{ kg/m}$
Carga viva total	374 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 08. Metrado de viga VP-102 Eje 2-2 Tramo 1.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 09. Metrado de viga VP-102 Eje 2-2 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.85 = 185 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.65 = 87.45 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.65 = 495 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1010 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1623.95 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.85 = 370 \text{ kg/m}$
Carga viva total	370 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10. Metrado de viga VP-102 Eje 2-2 Tramo 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 11. Metrado de viga VP-102 Eje 1-1 Tramo 1 y 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 2.80 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.55 = 135.15 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 2.55 = 765 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1375 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2117.65 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 2.80 = 560 \text{ kg/m}$
Carga viva total	560 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12. Metrado de viga VP-102 Eje 1-1 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.25 = 125 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.00 = 53 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.00 = 300 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	755 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1415.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.25 = 250 \text{ kg/m}$
Carga viva total	250 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13. Metrado de viga VP-103 Eje 6-6

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 2.51 = 251 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 3.00 = 607.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.26 = 119.78 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 2.26 = 678 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1259 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1986.28 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 2.51 = 502 \text{ kg/m}$
Carga viva total	502 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

SEGUNDO AL QUINTO PISO

Tabla 14. Metrado de viga VCH-200 -201.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.30 \times 0.35 = 252 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.5 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	808.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga viva total	60 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15. Metrado de viga VP-201 Eje 5-5 Tramo 1, 3 y 4.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 2.80 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.5 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.55 = 135.15 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 2.55 = 765 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1375 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2036.65 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 2.80 = 560 \text{ kg/m}$
Carga viva total	560 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Metrado de viga VP-201 Eje 5-5 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.25 = 125 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.00 = 53 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.00 = 300 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	755 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1334.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.25 = 250 \text{ kg/m}$
Carga viva total	250 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Metrado de viga VP-202 Eje 4-4 Tramo 1 y 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.44 = 344 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.19 = 169.07 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.19 = 957 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1621 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2316.57 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.44 = 688 \text{ kg/m}$
Carga viva total	688 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18. Metrado de viga VP-202 Eje 4-4 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.88 = 188 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.63 = 86.39 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.63 = 489 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1007 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1619.89 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.88 = 376 \text{ kg/m}$
Carga viva total	376 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Metrado de viga VP-202 Eje 3-3 Tramo 1 al 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.50 = 350 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1655 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2353.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.50 = 700 \text{ kg/m}$
Carga viva total	700 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Metrado de viga VP-202 Eje 3-3 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.87 = 187 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.62 = 85.86 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.62 = 486 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1003 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1615.36 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.87 = 374 \text{ kg/m}$
Carga viva total	374 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21. Metrado de viga VP-202 Eje 2-2 Tramo 1.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 22. Metrado de viga VP-202 Eje 2-2 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.85 = 185 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.65 = 87.45 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.65 = 495 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1010 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1623.95 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.85 = 370 \text{ kg/m}$
Carga viva total	370 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Metrado de viga VP-202 Eje 2-2 Tramo 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.25 = 172.25 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.25 = 975 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1650 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2348.75 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
Carga viva total	690 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24. Metrado de viga VP-202 Eje 1-1 Tramo 1 y 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 2.80 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 2.55 = 135.15 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 2.55 = 765 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1375 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2036.65 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 2.80 = 560 \text{ kg/m}$
Carga viva total	560 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25. Metrado de viga VP-202 Eje 1-1 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.25 = 125 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.00 = 53 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.00 = 300 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	755 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1334.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.25 = 250 \text{ kg/m}$
Carga viva total	250 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

AZOTEA

Tabla 26. Metrado de viga VCH-600.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.30 \times 0.35 = 252 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 0.30 = 30 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.5 \text{ kg/m}$
Carga Muerta Total	808.50 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 0.30 = 60 \text{ kg/m}$
Carga viva total	60 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. Metrado de viga VP-601 Eje 4-4 Tramo 1 y 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.88 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.63 = 86.39 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.63 = 489 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	905.39 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1711.89 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.88 = 376 \text{ kg/m}$
Carga viva total	376 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28. Metrado de viga VP-602 Eje 3-3 Tramo 1.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.88 = 280 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.63 = 86.39 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.63 = 489 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1099 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1711.89 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.88 = 376 \text{ kg/m}$
Carga viva total	376 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29. Metrado de viga VP-602 Eje 3-3 Tramo 2.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 3.63 = 363 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 3.38 = 179.14 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 3.38 = 1014 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	1707.00 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	2412.64 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.88 = 376 \text{ kg/m}$
Carga viva total	376 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30. Metrado de viga VP-602 Eje 2-2 Tramo 1.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.86 = 186 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.61 = 85.33 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.61 = 483 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	999.00 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1610.83 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.86 = 372 \text{ kg/m}$
Carga viva total	372 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31. Metrado de viga VP-602 Eje 2-2 Tramo 3.

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.75 = 175 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.50 = 79.5 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.50 = 450 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	955.00 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1560.70 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.75 = 350 \text{ kg/m}$
Carga viva total	350 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Metrado de viga VP-603 Eje 1-1

CARGA MUERTA	
Peso Propio	$2400 \times 0.25 \times 0.55 = 330 \text{ kg/m}$
Piso Terminado	$100 \times 1.86 = 186 \text{ kg/m}$
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 = 526.50 \text{ kg/m}$
Tabiquería repartida	$53 \times 1.61 = 85.33 \text{ kg/m}$
Losa Aligerada	$300 \times 1.61 = 483 \text{ kg/m}$
Carga Muerta	999.00 kg/m
Carga Muerta con Tabiquería	1610.83 kg/m
CARGA VIVA	
Sobrecarga	$200 \times 1.86 = 372 \text{ kg/m}$
Carga viva total	372 kg/m

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 05

METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS

**METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS
SISTEMA DE CONCRETO ARMADO**

Tabla 01. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900 kg
VCH100	2400	0.35	0.30	1.52	383.04 kg
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90 kg
Losa Aligerada	300		8.39		2517.00 kg
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	2.53	1536.97 kg
Piso Terminado	100		8.39		839.00 kg
Tabiquería repartida	30		8.39		251.70 kg
CM					7262.61 kg
Sobrecarga	200		8.39		1678.00 kg
CV					1678.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 02 Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900 kg
VCH100	2400	0.35	0.30	1.52	383.04 kg
VP 102	2400	0.55	0.25	5.06	1669.80 kg
Losa Aligerada	300		14.23		4269.00 kg
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	5.06	3073.95 kg

Piso Terminado	100		14.23		1423.00 kg
Tabiquería repartida	30		14.23		426.90 kg
CM					12145.69 kg
Sobrecarga	200		14.23		2846.00 kg
CV					2846.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 03. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900 kg
VCH100	2400	0.35	0.30	1.52	383.04 kg
VP 102	2400	0.55	0.25	3.92	1293.60 kg
Losa Aligerada	300		12.70		3810.00 kg
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.92	2381.40 kg
Piso Terminado	100		12.70		1270.00 kg
Tabiquería repartida	30		12.70		381.00 kg
CM					10419.04 kg
Sobrecarga	200		12.70		2540.00 kg
CV					2540.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 04. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900 kg
VCH100	2400	0.35	0.30	1.52	383.04 kg
VP 102	2400	0.55	0.25	3.92	1293.60 kg
Losa Aligerada	300		9.13		2739.00 kg
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	1.79	1087.43 kg
Piso Terminado	100		9.13		913.00 kg
Tabiquería repartida	30		9.13		273.90 kg
CM					7589.97 kg
Sobrecarga	200		9.13		1826.00 kg
CV					1826.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 05. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.40	856.80
VP 102	2400	0.55	0.25	3.29	1085.70
Losa Aligerada	300		4.42		1326.00
Losa Maciza	2400		4.42		10608.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.29	1998.68
Piso Terminado	100		10.30		1030.00
Tabiquería repartida	30		10.30		309.00
CM					18114.18 kg
Sobrecarga	200		10.30		2060.00

CV					2060.00 kg
-----------	--	--	--	--	-------------------

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 06. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.40	856.80
VP 102	2400	0.55	0.25	5.14	1696.20
Losa Aligerada	300		12.04		3612.00
Losa Maciza	2400		5.71		13704.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	1.79	1087.43
Piso Terminado	100		17.45		1745.00
Tabiquería repartida	30		17.45		523.50
CM					24124.43 kg
Sobrecarga	200		17.45		3490.00
CV					3490.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 07. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.40	856.80
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		12.04		3612.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	4.57	2776.28
Piso Terminado	100		15.57		1557.00
Tabiquería repartida	30		15.57		467.10
CM					14029.28 kg
Sobrecarga	200		15.57		3114.00
CV					3114.00 kg

Tabla 08. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.40	856.80
VP 102	2400	0.55	0.25	3.29	1085.70
Losa Aligerada	300		11.18		3354.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.29	1998.67
Piso Terminado	100		11.18		1118.00
Tabiquería repartida	30		11.18		335.40
CM					9648.58 kg
Sobrecarga	200		11.18		2236.00
CV					2236.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 09. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.25	819.00
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		9.01		2703.00
Losa Maciza	2400		1.60		3840.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	2.53	1536.98
Piso Terminado	100		10.61		1061.00
Tabiquería repartida	30		10.61		318.30
CM					12013.18
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.50	882.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		12.23		3669.00
Losa Maciza	2400		5.72		13728.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	5.13	3116.48
Piso Terminado	100		17.95		1795.00
Tabiquería repartida	30		17.95		538.50
CM					26321.88 kg
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 11. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.50	882.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		15.02		4506.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	4.57	2776.28
Piso Terminado	100		16.00		1600.00
Tabiquería repartida	30		16.00		480.00
CM					15004.38
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12. Metrado de COLUMNA C12

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.50	882.00
VP 102	2400	0.55	0.25	3.30	1089.00
Losa Aligerada	300		11.50		3450.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.30	2004.75
Piso Terminado	100		11.50		1150.00
Tabiquería repartida	30		11.50		345.00
CM					9820.75 kg
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13. Metrado de COLUMNA C13

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.45	869.40
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		10.61		3183.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	2.53	1536.98
Piso Terminado	100		10.61		1061.00
Tabiquería repartida	30		10.61		318.30
CM					8703.58 kg
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 14. Metrado de COLUMNA C14

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.50	882.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		17.95		5385.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	5.13	3116.48
Piso Terminado	100		17.95		1795.00
Tabiquería repartida	30		17.95		538.50
CM					16661.88 kg
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15. Metrado de COLUMNA C15

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.50	882.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		14.43		4329.00
Losa Maciza	2400		1.57		3768.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	4.57	2776.28
Piso Terminado	100		16.00		1600.00
Tabiquería repartida	30		16.00		480.00
CM					16243.38 kg
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Metrado de COLUMNA C16

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.45	869.40
VP 102	2400	0.55	0.25	3.30	1089.00
Losa Aligerada	300		11.50		3450.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.30	2004.75
Piso Terminado	100		11.50		1150.00
Tabiquería repartida	30		11.50		345.00
CM					9808.15 kg
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Metrado de COLUMNA C17

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	2.80	705.60
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		11.67		3501.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	2.53	1536.98
Piso Terminado	100		11.67		1167.00
Tabiquería repartida	30		11.67		350.10
CM					8995.58 kg
Sobrecarga	200		11.67		2334.00
CV					2334.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18. Metrado de COLUMNA C18

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	2.80	705.60
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		14.37		4311.00
Losa Maciza	2400		1.57		3768.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	5.13	3116.48
Piso Terminado	100		14.37		1437.00
Tabiquería repartida	30		14.37		431.10
CM					16362.08 kg
Sobrecarga	200		14.37		2874.00
CV					2874.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Metrado de COLUMNA C19

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	2.80	705.60
VP 102	2400	0.55	0.25	3.32	1095.60
Losa Aligerada	300		7.30		2190.00
Losa Maciza	2400		2.00		4800.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.32	2016.90
Piso Terminado	100		9.30		930.00
Tabiquería repartida	30		9.30		279.00
CM					12917.10 kg
Sobrecarga	200		9.30		1860.00
CV					1860.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Metrado de COLUMNA C20

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.06		432.00
VCH100	2400	0.35	0.25	2.43	510.30
VP 102	2400	0.55	0.25	1.95	643.50
Losa Aligerada	300		5.46		1638.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	1.95	1184.63
Piso Terminado	100		5.46		546.00
Tabiquería repartida	30		5.46		163.80
CM					5118.23 kg
Sobrecarga	200		5.46		1092.00
CV					1092.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21. Metrado de COLUMNA C21

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		936.00
VCH100	2400	0.35	0.30	4.23	888.30
VP 102	2400	0.55	0.25	2.60	858.00
Losa Aligerada	300		10.23		3069.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	2.60	1579.50
Piso Terminado	100		10.23		1023.00
Tabiquería repartida	30		10.23		306.90
CM					8660.70 kg
Sobrecarga	200		10.23		2046.00
CV					2046.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 22. Metrado de COLUMNA C22

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.06		432.00
VCH100	2400	0.35	0.25	3.18	667.80
VP 102	2400	0.55	0.25	1.93	636.90
Losa Aligerada	300		6.14		1842.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	1.93	1172.48
Piso Terminado	100		6.14		614.00
Tabiquería repartida	30		6.14		184.20
CM					5549.38
Sobrecarga	200		6.14		1228.00
CV					1228.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Metrado de COLUMNA C23

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.06		432.00
VCH100	2400	0.35	0.25	3.18	667.80
VP 102	2400	0.55	0.25	1.93	636.90
Losa Aligerada	300		6.14		1842.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	1.93	1172.48
Piso Terminado	100		6.14		614.00
Tabiquería repartida	30		6.14		184.20
CM					5549.38
Sobrecarga	200		6.14		1228.00
CV					1228.00

Fuente: Elaboración Propia

SEGUNDO AL QUINTO PISO

Tabla 24. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	1.52	319.20
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		8.39		2517.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	2.53	1332.05
Piso Terminado	100		8.39		839.00
Tabiquería repartida	30		8.39		251.70
CM					6905.05 kg
Sobrecarga	200		8.39		1678.00
CV					1678.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25. Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	1.52	319.20
VP 102	2400	0.55	0.25	5.06	1669.80
Losa Aligerada	300		14.23		4269.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	5.06	2664.09
Piso Terminado	100		14.23		1423.00
Tabiquería repartida	30		14.23		426.90
CM					11583.19 kg
Sobrecarga	200		14.23		2846.00
CV					2846.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	1.52	319.20
VP 102	2400	0.55	0.25	3.92	1293.60
Losa Aligerada	300		12.70		3810.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.92	2063.88
Piso Terminado	100		12.70		1270.00
Tabiquería repartida	30		12.70		381.00
CM					9948.88 kg
Sobrecarga	200		12.70		2540.00
CV					2540.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	1.52	319.20
VP 102	2400	0.55	0.25	3.92	1293.60
Losa Aligerada	300		9.13		2739.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.92	2063.88
Piso Terminado	100		9.13		913.00
Tabiquería repartida	30		9.13		273.90
CM					8413.78 kg
Sobrecarga	200		9.13		1826.00
CV					1826.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.40	714.00
VP 102	2400	0.55	0.25	3.29	1085.70
Losa Aligerada	300		4.42		1326.00
Losa Maciza	2400		4.42		10608.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.29	1732.19
Piso Terminado	100		10.30		1030.00
Tabiquería repartida	30		10.30		309.00
CM					17616.09
Sobrecarga	200		10.30		2060.00
CV					2060.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.40	714.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.14	1696.20
Losa Aligerada	300		12.04		3612.00
Losa Maciza	2400		5.71		13704.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.29	1732.19
Piso Terminado	100		17.45		1745.00
Tabiquería repartida	30		17.45		523.50
CM					24538.09
Sobrecarga	200		17.45		3490.00
CV					3490.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.40	714.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		12.04		3612.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	4.57	2406.11
Piso Terminado	100		15.57		1557.00
Tabiquería repartida	30		15.57		467.10
CM					13427.51
Sobrecarga	200		15.57		3114.00
CV					3114.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.40	714.00
VP 102	2400	0.55	0.25	3.29	1085.70
Losa Aligerada	300		11.18		3354.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.29	1732.19
Piso Terminado	100		11.18		1118.00
Tabiquería repartida	30		11.18		335.40
CM					9150.49
Sobrecarga	200		11.18		2236.00
CV					2236.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.25	682.50
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		9.01		2703.00
Losa Maciza	2400		1.60		3840.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	2.53	1332.05
Piso Terminado	100		10.61		1061.00
Tabiquería repartida	30		10.61		318.30
CM					11582.95
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 33. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		12.23		3669.00
Losa Maciza	2400		5.72		13728.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	5.13	2700.95
Piso Terminado	100		17.95		1795.00
Tabiquería repartida	30		17.95		538.50
CM					25670.55
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		15.02		4506.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	4.57	2406.11
Piso Terminado	100		16.00		1600.00
Tabiquería repartida	30		16.00		480.00
CM					14398.41
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 35. Metrado de COLUMNA C12

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	3.30	1089.00
Losa Aligerada	300		11.50		3450.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.30	1737.45
Piso Terminado	100		11.50		1150.00
Tabiquería repartida	30		11.50		345.00
CM					9317.65
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36. Metrado de COLUMNA C13

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.45	724.50
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		10.61		3183.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	2.53	1332.05
Piso Terminado	100		10.61		1061.00
Tabiquería repartida	30		10.61		318.30
CM					8264.95
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37. Metrado de COLUMNA C14

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		17.95		5385.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	5.13	2700.95
Piso Terminado	100		17.95		1795.00
Tabiquería repartida	30		17.95		538.50
CM					16010.55
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38. Metrado de COLUMNA C15

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.57	1508.10
Losa Aligerada	300		14.43		4329.00
Losa Maciza	2400		1.57		3768.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	4.57	2406.11
Piso Terminado	100		16.00		1600.00
Tabiquería repartida	30		16.00		480.00
CM					15637.41
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39. Metrado de COLUMNA C16

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	3.00	0.13		900.00
VCH100	2400	0.35	0.30	3.45	869.40
VP 102	2400	0.55	0.25	3.30	1089.00
Losa Aligerada	300		11.50		3450.00
Tabiquería (e=0.15 y h=3.00)	1350	3.00	0.15	3.30	2004.75
Piso Terminado	100		11.50		1150.00
Tabiquería repartida	30		11.50		345.00
CM					9808.15 kg
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40. Metrado de COLUMNA C17

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	2.80	588.00
VP 102	2400	0.55	0.25	2.53	834.90
Losa Aligerada	300		11.67		3501.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	5.13	2700.95
Piso Terminado	100		11.67		1167.00
Tabiquería repartida	30		11.67		350.10
CM					9953.15 kg
Sobrecarga	200		11.67		2334.00
CV					2334.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41. Metrado de COLUMNA C18

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	2.80	588.00
VP 102	2400	0.55	0.25	5.13	1692.90
Losa Aligerada	300		14.37		4311.00
Losa Maciza	2400		1.57		3768.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	4.57	2406.11
Piso Terminado	100		14.37		1437.00
Tabiquería repartida	30		14.37		431.10
CM					15445.31 kg
Sobrecarga	200		14.37		2874.00
CV					2874.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42. Metrado de COLUMNA C19

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	2.80	588.00
VP 102	2400	0.55	0.25	3.32	1095.60
Losa Aligerada	300		7.30		2190.00
Losa Maciza	2400		2.00		4800.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	3.32	1747.98
Piso Terminado	100		9.30		930.00
Tabiquería repartida	30		9.30		279.00
CM					12441.78 kg
Sobrecarga	200		9.30		1860.00
CV					1860.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43. Metrado de COLUMNA C20

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	2.43	510.30
VP 102	2400	0.55	0.25	1.95	643.50
Losa Aligerada	300		5.46		1638.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	1.95	1026.68
Piso Terminado	100		5.46		546.00
Tabiquería repartida	30		5.46		163.80
CM					4902.68 kg
Sobrecarga	200		5.46		1092.00
CV					1092.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44. Metrado de COLUMNA C21

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	2.80	588.00
VP 102	2400	0.55	0.25	2.60	858.00
Losa Aligerada	300		7.25		2175.00
Tabiquería (e=0.15 y h=2.60)	1350	2.60	0.15	2.60	1368.90
Piso Terminado	100		7.25		725.00
Tabiquería repartida	30		7.25		217.50
CM					6306.80 kg
Sobrecarga	200		7.25		1450.00
CV					1450.00 kg

AZOTEA

Tabla 45. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.53	321.30
VP 102	2400	0.55	0.25	4.82	1590.60
Losa Aligerada	300		8.02		2406.00
CM					4692.30 kg
Sobrecarga	200		8.02		1604.00
CV					1604.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46. Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.53	321.30
VP 102	2400	0.55	0.25	2.11	696.30
Losa Aligerada	300		4.60		1380.00
CM					2772.00 kg
Sobrecarga	200		4.60		920.00
CV					920.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	2.43	510.30
VP 102	2400	0.55	0.25	1.95	643.50
Losa Aligerada	300		10.63		3189.00
Losa Maciza	2400		4.73		11352.00
CM					16506.00 kg
Sobrecarga	200		15.36		3072.00
CV					3072.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	1.62	340.20
VP 102	2400	0.55	0.25	4.48	1478.40
Losa Aligerada	300		11.47		3441.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
CM					8422.80 kg
Sobrecarga	200		12.45		2490.00
CV					2490.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 49. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.62	340.20
VP 102	2400	0.55	0.25	1.87	617.10
Losa Aligerada	300		4.50		1350.00
CM					2681.70 kg
Sobrecarga	200		4.50		900.00
CV					900.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.52	1491.60
Losa Aligerada	300		8.05		2415.00
Losa Maciza	2400		4.73		11352.00
CM					16804.80 kg
Sobrecarga	200		12.78		2556.00
CV					2556.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 51. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.13		811.20
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	4.52	1491.60
Losa Aligerada	300		14.72		4416.00
Losa Maciza	2400		0.98		2352.00
CM					9805.80 kg
Sobrecarga	200		15.70		3140.00
CV					3140.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 52. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	3.50	735.00
VP 102	2400	0.55	0.25	2.00	660.00
Losa Aligerada	300		8.30		2490.00
CM					4259.40 kg
Sobrecarga	200		8.30		1660.00
CV					1660.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.87	392.70
VP 102	2400	0.55	0.25	2.11	696.30
Losa Aligerada	300		4.90		1470.00
CM					2933.40 kg
Sobrecarga	200		4.90		980.00
CV					980.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 54. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.87	392.70
VP 102	2400	0.55	0.25	4.50	1485.00
Losa Aligerada	300		8.40		2520.00
CM					4772.10 kg
Sobrecarga	200		8.40		1680.00
CV					1680.00 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 55. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P
Peso Propio	2400	2.60	0.06		374.40
VCH100	2400	0.35	0.25	1.87	392.70
VP 102	2400	0.55	0.25	1.86	613.80
Losa Aligerada	300		4.43		1329.00
CM					2709.90 kg
Sobrecarga	200		4.43		886.00
CV					886.0 kg

Fuente: Elaboración Propia

**METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS
SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL**

Tabla 01. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.03		195.31
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		2.77		36.52
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		8.39		76.85
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		8.39		1554.67
Piso terminado	100 kg/m ²		8.39		839.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		8.39		503.40
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		2.77		290.85
CM					4058.29
Sobrecarga	200		8.39		1678.00
CV					1678.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 02. Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.77		73.07

Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		14.23		130.35
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		14.23		2636.82
Piso terminado	100 kg/m ²		14.23		1423.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		14.23		853.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					6695.82
Sobrecarga	200		14.23		2846.00
CV					2846.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 03. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.58		295.23
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.77		73.07
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		12.70		116.33
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		12.70		2353.31
Piso terminado	100 kg/m ²		12.70		1270.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		12.70		762.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		4.58		480.90
CM					6058.60
Sobrecarga	200		12.70		2540.00
CV					2540.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 04. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.30		212.72
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		2.77		73.07
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		9.13		83.63
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		9.13		1691.79
Piso terminado	100 kg/m ²		9.13		913.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		9.13		547.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.30		346.50
CM					4393.64
Sobrecarga	200		9.13		1826.00
CV					1826.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 05. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.03		195.31
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.41		45.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.30		94.35
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		10.30		1908.59

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		10.30	1030.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.30	618.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.41	358.05
CM				4886.89
Sobrecarga	200		10.30	2060.00
CV				2060.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 06. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		90.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.45		159.84
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		17.45		3233.49
Piso terminado	100 kg/m ²		17.45		1745.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.45		1047.00
CM					7424.07
Sobrecarga	200		17.45		3490.00
CV					3490.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 07. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		90.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		15.57		142.62
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		15.57		2885.12
Piso terminado	100 kg/m ²		15.57		1557.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		15.57		934.20
CM					6720.94
Sobrecarga	200		15.57		3114.00
CV					3114.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 08. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		90.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.18		102.41
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.18		2071.65
Piso terminado	100 kg/m ²		11.18		1118.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.18		670.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.29		345.45
CM					5427.80
Sobrecarga	200		11.18		2236.00
CV					2236.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 09. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.50		225.61
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.03		199.77
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.03		40.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.61		97.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		10.61		1966.03
Piso terminado	100 kg/m ²		10.61		1061.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.61		636.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					4986.42
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.13		330.68
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.95		164.42
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		17.95		3326.14
Piso terminado	100 kg/m ²		17.95		1795.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.95		1077.00
CM					7387.70
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 11. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		16.00		146.56
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		16.00		2964.80
Piso terminado	100 kg/m ²		16.00		1600.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		16.00		960.00
CM					6891.16
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12. Metrado de COLUMNA C12

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.50		105.34
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.50		2130.95
Piso terminado	100 kg/m ²		11.50		1150.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.50		690.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					5350.32
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13. Metrado de COLUMNA C13

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.50		225.61
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.03		199.77
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.03		40.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.61		97.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		10.61		1966.03
Piso terminado	100 kg/m ²		10.61		1061.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.61		636.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					4986.42
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 14. Metrado de COLUMNA C14

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.13		330.68
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.16
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.95		164.42
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		17.95		3326.14

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		17.95	1795.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.95	1077.00
CM				7387.70
Sobrecarga	200		17.95	3590.00
CV				3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15. Metrado de COLUMNA C15

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		16.00		146.56
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		16.00		2964.80
Piso terminado	100 kg/m ²		16.00		1600.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		16.00		960.00
CM					6891.16
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Metrado de COLUMNA C16

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.50		105.34
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.50		105.34
Piso terminado	100 kg/m ²		11.50		1150.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.50		690.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					5350.32
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Metrado de COLUMNA C17

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.80		180.49
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.67		106.90
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		11.67		2162.45

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		11.67	1167.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.67	700.20
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		2.80	294.00
CM				5305.50
Sobrecarga	200		11.67	2334.00
CV				2334.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18. Metrado de COLUMNA C18

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		14.37		131.63
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		14.37		2662.76
Piso terminado	100 kg/m ²		14.37		1437.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		14.37		862.20
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					6751.38
Sobrecarga	200		14.37		2874.00
CV					2874.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Metrado de COLUMNA C19

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.32		214.01
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		9.30		85.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		9.30		1723.29
Piso terminado	100 kg/m ²		9.30		930.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		9.30		558.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					4836.95
Sobrecarga	200		9.30		1860.00
CV					1860.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Metrado de COLUMNA C20

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W10x12) Ver 14th manual del AISC	12 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 12 lb/ft = 17.58 kg/m	3.00			52.74
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.32		214.01
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		5.46		50.01
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		5.46		1011.74

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		5.46	546.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		5.46	327.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14	539.70
CM				3295.61
Sobrecarga	200		5.46	1092.00
CV				1092.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21. Metrado de COLUMNA C21

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	3.00			369.19
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.32		214.01
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		4.23		278.88
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	4.23		111.58
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.23		93.71
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		10.23		1895.62
Piso terminado	100 kg/m ²		10.23		1023.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.23		613.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		4.23		444.15
CM					5353.88
Sobrecarga	200		10.23		2046.00
CV					2046.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 22. Metrado de COLUMNA C22

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W10x12) Ver 14th manual del AISC	12 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 12 lb/ft = 17.58 kg/m	3.00			52.74
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		1.93		124.41
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.18		209.66
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.18		41.94
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		6.14		56.24
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		6.14		1137.74
Piso terminado	100 kg/m ²		6.14		614.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		6.14		368.40
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.18		333.90
CM					3106.75
Sobrecarga	200		6.14		1228.00
CV					1228.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Metrado de COLUMNA C23

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W10x12) Ver 14th manual del AISC	12 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 12 lb/ft = 17.58 kg/m	3.00			52.74
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		1.93		124.41
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.18		209.66
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.18		41.94
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		6.14		56.24
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		6.14		1137.74

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		6.14	614.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		6.14	368.40
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.18	333.90
CM				3106.75
Sobrecarga	200		6.14	1228.00
CV				1228.00

Fuente: Elaboración Propia

SEGUNDO AL QUINTO PISO

Tabla 24. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.03		195.31
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		2.77		36.53
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		8.39		76.85
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		8.39		1554.67
Piso terminado	100 kg/m ²		8.39		839.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		8.39		503.40
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		2.77		290.85
CM					4027.23
Sobrecarga	200		8.39		1678.00
CV					1678.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25. Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.77		73.07
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		14.23		130.35
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		14.23		2636.82
Piso terminado	100 kg/m ²		14.23		1423.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		14.23		853.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					6664.76
Sobrecarga	200		14.23		2846.00
CV					2846.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.58		295.23
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.77		73.07
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		12.70		116.33
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		12.70		2353.31

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		12.70	1270.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		12.70	762.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		4.58	480.90
CM				6027.54
Sobrecarga	200		12.70	2540.00
CV				2540.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.30		212.72
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.77		182.63
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		2.77		36.53
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		9.13		83.63
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		9.13		1691.79
Piso terminado	100 kg/m ²		9.13		913.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		9.13		547.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.30		346.50
CM					4361.94
Sobrecarga	200		9.13		1826.00
CV					1826.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.03		195.31
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.41		44.97
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.30		94.35
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		10.30		1908.59
Piso terminado	100 kg/m ²		10.30		1030.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.30		618.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.41		358.05
CM					4855.83
Sobrecarga	200		10.30		2060.00
CV					2060.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		89.95
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.45		159.84
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero	185.30 kg/m ²		17.45		3233.49

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		17.45	1745.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.45	1047.00
CM				7393.01
Sobrecarga	200		17.45	3490.00
CV				3490.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		89.95
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		15.57		142.62
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		15.57		2885.12
Piso terminado	100 kg/m ²		15.57		1557.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		15.57		934.20
CM					6689.88
Sobrecarga	200		15.57		3114.00
CV					3114.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.41		224.82
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.41		89.95
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.18		102.41
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.18		2071.65
Piso terminado	100 kg/m ²		11.18		1118.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.18		670.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.29		345.45
CM					5396.74
Sobrecarga	200		11.18		2236.00
CV					2236.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.50		225.61
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.03		199.77
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.03		40.00
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.61		97.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		10.61		1966.03

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		10.61	1061.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.61	636.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50	367.50
CM				4950.41
Sobrecarga	200		10.61	2122.00
CV				2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 33. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.13		330.68
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.95		164.42
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		17.95		3326.14
Piso terminado	100 kg/m ²		17.95		1795.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.95		1077.00
CM					7351.69
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		16.00		146.56
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		16.00		2964.80
Piso terminado	100 kg/m ²		16.00		1600.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		16.00		960.00
CM					6860.10
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 35. Metrado de COLUMNA C12

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.16
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.50		105.34
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.50		2130.95
Piso terminado	100 kg/m ²		11.50		1150.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.50		690.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					5319.26
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36. Metrado de COLUMNA C13

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.50		225.61
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.03		199.77
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.03		39.97
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		10.61		97.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		10.61		1966.03
Piso terminado	100 kg/m ²		10.61		1061.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		10.61		636.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					4955.36
Sobrecarga	200		10.61		2122.00
CV					2122.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37. Metrado de COLUMNA C14

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.13		330.68
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		17.95		164.42
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		17.95		3326.14
Piso terminado	100 kg/m ²		17.95		1795.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		17.95		1077.00
CM					7356.64
Sobrecarga	200		17.95		3590.00
CV					3590.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38. Metrado de COLUMNA C15

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.57		294.58
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		16.00		146.56
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		16.00		2964.80
Piso terminado	100 kg/m ²		16.00		1600.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		16.00		960.00
CM					6860.10
Sobrecarga	200		16.00		3200.00
CV					3200.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39. Metrado de COLUMNA C16

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.29		212.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.50		105.34
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.50		2130.95
Piso terminado	100 kg/m ²		11.50		1150.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.50		690.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.50		367.50
CM					5319.26
Sobrecarga	200		11.50		2300.00
CV					2300.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40. Metrado de COLUMNA C17

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.80		180.49
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.50		46.17
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		11.67		106.90
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		11.67		2162.45
Piso terminado	100 kg/m ²		11.67		1167.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		11.67		700.20
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		2.80		294.00
CM					5274.44
Sobrecarga	200		11.67		2334.00
CV					2334.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41. Metrado de COLUMNA C18

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		5.14		331.32
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		14.37		131.63
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero	185.30 kg/m ²		14.37		2662.76

deck)				
Piso terminado	100 kg/m ²		14.37	1437.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		14.37	862.20
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14	539.70
CM				6720.32
Sobrecarga	200		14.37	2874.00
CV				2874.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42. Metrado de COLUMNA C19

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.32		214.01
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		9.30		85.19
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		9.30		1723.29
Piso terminado	100 kg/m ²		9.30		930.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		9.30		558.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					4805.89
Sobrecarga	200		9.30		1860.00
CV					1860.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43. Metrado de COLUMNA C20

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W10x12) Ver 14th manual del AISC	12 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 12 lb/ft = 17.58 kg/m	2.60			45.71
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		3.32		214.01
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		2.80		184.60
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	2.80		73.86
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		5.46		50.01
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		5.46		1011.74
Piso terminado	100 kg/m ²		5.46		546.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		5.46		327.60
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		5.14		539.70
CM					3288.58
Sobrecarga	200		5.46		1092.00
CV					1092.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44. Metrado de COLUMNA C21

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.95
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		1.93		124.41
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.18		209.66
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		3.18		41.94
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		7.25		66.41
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero)	185.30 kg/m ²		7.25		1343.43

deck)					
Piso terminado	100 kg/m ²		7.25		725.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		7.25		435.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		3.18		333.90
CM					3649.35
Sobrecarga	200		7.25		1450.00
CV					1450.00

Fuente: Elaboración Propia

AZOTEA

Tabla 45. Metrado de COLUMNA C1

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.52		291.36
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.78		117.36
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	1.78		46.95
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		8.02		73.46
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		8.02		1486.11
Piso terminado	100 kg/m ²		8.02		802.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		8.02		481.20
CM					3688.08
Sobrecarga	200		8.02		1604.00
CV					1604.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46. Metrado de COLUMNA C2

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.61		168.24
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.78		117.36
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m		1.78		23.48
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		4.60		42.14
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		4.60		852.38
Piso terminado	100 kg/m ²		4.60		460.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		4.60		276.00
CM					2235.36
Sobrecarga	200		4.60		920.00
CV					920.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47. Metrado de COLUMNA C3

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.52		291.36
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.40		224.16
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.40		89.69
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		15.36		140.70
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		15.36		2846.21
Piso terminado	100 kg/m ²		15.36		1536.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		15.36		921.60
CM					6610.24
Sobrecarga	200		15.36		3072.00
CV					3072.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48. Metrado de COLUMNA C4

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.48		288.78
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.40		224.16
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.40		89.69
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		12.45		114.04
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		12.45		2306.99
Piso terminado	100 kg/m ²		12.45		1245.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		12.45		747.00
CM					5576.18
Sobrecarga	200		12.45		2490.00
CV					2490.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 49. Metrado de COLUMNA C5

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.38		153.41
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.90		125.27
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	1.90		50.12
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		4.50		41.22
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		4.50		833.85
Piso terminado	100 kg/m ²		4.50		450.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		4.50		270.00
CM					2326.18
Sobrecarga	200		4.50		900.00
CV					900.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 50. Metrado de COLUMNA C6

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.53		292.00
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		12.78		117.06
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		12.78		2368.13
Piso terminado	100 kg/m ²		12.78		1278.00

Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		12.78		766.80
CM					5716.16
Sobrecarga	200		12.78		2556.00
CV					2556.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 51. Metrado de COLUMNA C7

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.48		288.78
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	3.50		92.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		15.70		143.81
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		15.70		2909.21
Piso terminado	100 kg/m ²		15.70		1570.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		15.70		942.00
CM					6747.96
Sobrecarga	200		15.70		3140.00
CV					3140.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 52. Metrado de COLUMNA C8

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.38		153.41
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		3.50		230.76

VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	1.00	3.50		46.16
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		8.30		76.03
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		8.30		1537.99
Piso terminado	100 kg/m ²		8.30		830.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		8.30		498.00
CM					3758.83
Sobrecarga	200		8.30		1660.00
CV					1660.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53. Metrado de COLUMNA C9

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.62		168.89
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.87		123.29
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	1.00	1.87		24.67
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		4.90		44.88
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		4.90		907.97
Piso terminado	100 kg/m ²		4.90		490.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		4.90		294.00
CM					2354.21
Sobrecarga	200		4.90		980.00
CV					980.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 55. Metrado de COLUMNA C10

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		4.50		290.07
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.87		123.29
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	1.87		49.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		8.40		76.94
Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		8.40		1556.52
Piso terminado	100 kg/m ²		8.40		840.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		8.40		504.00
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		0.00		0.00
CM					3839.29
Sobrecarga	200		8.40		1680.00
CV					1680.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 231. Metrado de COLUMNA C11

	P. UNITARIO	H	AREA		P (KG)
Peso de la columna (W24X84) Ver 14th manual del AISC	84 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 84 lb/ft = 123.06 kg/m	2.60			319.96
VIGA W21x44	64.46 Kg/m		2.37		152.77
VIGA W10x45	65.93 Kg/m		1.87		123.29
VIGUETA W6X9	13.19 Kg/m	2.00	1.87		49.33
Placa colaborante AD-900 (Acero deck)	9.16 Kg/m ²		4.43		40.58

Losa de Concreto t = 10 cm (Acero deck)	185.30 kg/m ²		4.43		820.88
Piso terminado	100 kg/m ²		4.43		443.00
Tabiquería de muro de drywall	60 kg/m ²		4.43		265.80
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		0.00		0.00
CM					2294.79
Sobrecarga	200		4.43		886.00
CV					886.00

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO 06

METRADOS DE SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

HOJA DE METRADOS - DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Proyecto : EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
Propietario : SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
Responsable : Bach. Ing./ Carlos M. Cruz Castro
Fecha : DICIEMBRE

ITEM.	PARTIDA	DESCRIPCION	UBICACION DE ELEMENTO	CANT.	A	B	C	SUB TOTAL	TOTAL	UND
OE.1	01.00.00	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.								
OE.1.1.3.1	01.01.00	LIMPIEZA DE TERRENO	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.1.1.9.1	01.02.00	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.1.1.9.2	01.03.00	REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.2.1	02.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
OE.2.1.2.1	02.01.00	Excavaciones Simples							152.42	m3
		Excavación de zanjas para zapatas								
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	2.35	2.35	1.60	44.18		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	2.35	2.35	1.60	44.18		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	2.35	1.60	50.76		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70	1.60	4.08		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20	1.60	9.22		
OE.2.1.6	02.02.00	Eliminación de material excedente		1.35				152.416	205.76	m3
OE.2.2	03.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
OE.2.2.4	03.01.00	SOLADO BASES DE CONCRETO							95.26	m2
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	2.35	2.35		27.61		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	2.35	2.35		27.61		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	2.35		31.73		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70		2.55		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20		5.76		
OE.2.3	04.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
OE.2.3.2	04.01.00	Zapatas								
OE.2.3.2.1	04.01.01	Concreto en zapatas f'c=210 kg/cm²							47.63	m3
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	2.35	2.35	0.50	13.81		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	2.35	2.35	0.50	13.81		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	2.35	0.50	15.86		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70	0.50	1.28		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20	0.50	2.88		
OE.2.3.2.3	04.01.02	Acero Grado 60 en zapatas	VER HOJA DE METRADOS ACERO	1					1556.32	Kg
OE.2.3.7	04.02.00	Columnas								
OE.2.3.7.1	04.02.01	Concreto en columnas f'c=210 kg/cm²							45.07	m3
		C1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	0.50	0.25	17.35	10.84		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	0.50	0.25	17.35	10.84		
		C2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	0.50	0.25	17.35	19.52		
		C3	EJE A-A, TRAMO 6	1	0.50	0.25	17.35	2.17		

		C4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	1	0.25	0.25	17.35	1.08		
				2	0.25	0.25	4.85	0.61		
OE.2.3.7.2	04.02.02	Encofrado y Desencofrado columnas							377.83	m2
		C1	EJE B-C, TRAMO 1-5	10	0.50	16.00		80.00		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	10	0.25	16.00		40.00		
		C2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	18	0.50	16.00		144.00		
				18	0.25	16.00		72.00		
		C3	EJE A-A, TRAMO 6	2	0.50	16.00		16.00		
				2	0.25	16.00		8.00		
		C4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	1	0.25	3.65		0.91		
				1	0.25	3.65		0.91		
		C5		2	0.25	16.00		8.00		
				2	0.25	16.00		8.00		
OE.2.3.7.3	04.02.03	Acero grado 60 en columnas	VER HOJA DE METRADOS ACERO	1					6569.82	Kg
OE.2.3.8	04.03.00	Vigas								
OE.2.3.8.1	04.03.01	Concreto en vigas f'c=210 kg/cm²							111.60	m3
		PRIMER NIVEL								
		ALIGERADO 1	VCH 100 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1	4	3.05	0.30	0.35	1.28	
				110	8	3.25	0.30	0.35	2.73	
			Doble Vigueta		3	3.55	0.15	0.20	0.14	
				ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	3.12	0.50	0.35	2.18	
			Doble Vigueta		2	3.50	0.15	0.20	0.15	
				ENTRE EJE A-E, TRAMO 5	4	1.00	0.50	0.35	0.70	
			Doble Vigueta		1	15.80	0.15	0.20	0.39	
			VCH 101 (0.25X0.30)	ENTRE EJE D-E, TRAMO 5-6	2	4.86	0.25	0.30	0.73	
			Doble Vigueta		2	4.61	0.15	0.20	0.39	
				ENTRE EJE D-E, TRAMO 6	2	0.50	0.25	0.30	0.08	
			VP 102 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	5	5.06	0.25	0.55	3.48	
			Doble Vigueta		1	16.02	0.15	0.20	0.48	
				ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-5	5	4.21	0.25	0.55	2.89	
			Doble Vigueta		2	2.40	0.15	0.20	0.14	
				ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-5	5	4.75	0.25	0.55	3.27	
			Doble Vigueta		1	5.02	0.15	0.20	0.15	
			Doble Vigueta		1	12.16	0.15	0.20	0.36	
			VP 103 (0.25X0.55)	ENTRE EJE D-E, TRAMO 6	1	2.85	0.25	0.55	0.39	
			Doble Vigueta		1	3.76	0.15	0.20	0.11	
		SEGUNDO NIVEL								
		ALIGERADO 2								
			VCH 200 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30	0.35	1.70	
			Doble Vigueta		1	15.83	0.15	0.20	0.47	
				ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50	0.35	4.55	
			Doble Vigueta		3	3.55	0.15	0.20	0.32	
				ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50	0.35	2.88	
			Doble Vigueta		2	3.58	0.15	0.20	0.21	
			VP 201 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25	0.55	0.70	
			Doble Vigueta		1	16.03	0.15	0.20	0.48	
				EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25	0.55	0.58	
				EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25	0.55	0.65	
			Doble Vigueta		1	5.02	0.15	0.20	0.15	

		VS 202 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25	0.55	2.78		
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15	0.20	0.15		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25	0.55	2.32		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25	0.55	2.61		
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15	0.20	0.48		
	TERCER NIVEL									
	ALIGERADO 3									
		VCH 300 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30	0.35	1.70		
		Doble Vigüeta		1	15.83	0.15	0.20	0.47		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50	0.35	4.55		
		Doble Vigüeta		3	3.55	0.15	0.20	0.32		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50	0.35	2.88		
		Doble Vigüeta		2	3.58	0.15	0.20	0.21		
		VP 301 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25	0.55	0.70		
		Doble Vigüeta		1	16.03	0.15	0.20	0.48		
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25	0.55	0.58		
			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25	0.55	0.65		
		Doble Vigüeta		1	5.02	0.15	0.20	0.15		
		VS 302 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25	0.55	2.78		
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15	0.20	0.15		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25	0.55	2.32		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25	0.55	2.61		
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15	0.20	0.48		
	CUARTO NIVEL									
	ALIGERADO 04									
		VCH 400 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30	0.35	1.70		
		Doble Vigüeta		1	15.83	0.15	0.20	0.47		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50	0.35	4.55		
		Doble Vigüeta		3	3.55	0.15	0.20	0.32		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50	0.35	2.88		
		Doble Vigüeta		2	3.58	0.15	0.20	0.21		
		VP 401 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25	0.55	0.70		
		Doble Vigüeta		1	16.03	0.15	0.20	0.48		
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25	0.55	0.58		
			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25	0.55	0.65		
		Doble Vigüeta		1	5.02	0.15	0.20	0.15		
		VS 402 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25	0.55	2.78		
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15	0.20	0.15		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25	0.55	2.32		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25	0.55	2.61		
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15	0.20	0.48		
	QUINTO NIVEL									
	ALIGERADO 05									
		VCH 500 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30	0.35	1.70		
		Doble Vigüeta		1	15.83	0.15	0.20	0.47		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50	0.35	4.55		
		Doble Vigüeta		3	3.55	0.15	0.20	0.32		

			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50	0.35	2.88		
		Doble Vigüeta		2	3.58	0.15	0.20	0.21		
		VP 501 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25	0.55	0.70		
		Doble Vigüeta		1	16.03	0.15	0.20	0.48		
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25	0.55	0.58		
			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25	0.55	0.65		
		Doble Vigüeta		1	5.02	0.15	0.20	0.15		
		VS 502 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25	0.55	2.78		
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15	0.20	0.15		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25	0.55	2.32		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25	0.55	2.61		
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15	0.20	0.48		
		AZOTEA								
		ALIGERADO 06								
		VCH 600 (0.30X0.35)	ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	2	3.05	0.30	0.35	0.64		
			ENTRE EJE B-E, TRAMO 2-3	6	3.25	0.30	0.35	2.05		
		VP 601 (0.25X0.55)	ENTRE EJE B-C, TRAMO 4	1	4.22	0.25	0.55	0.58		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 4	1	3.75	0.25	0.55	0.52		
		VS 602 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	2	1.91	0.25	0.55	0.53		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	4.22	0.25	0.55	1.16		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 2-3	2	3.75	0.25	0.55	1.03		
		VS 603 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-2	1	1.91	0.25	0.55	0.26		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	1	4.22	0.25	0.55	0.58		
OE.2.3.8.2	04.03.02	Encofrado y desencofrado vigas							1096.23	m2
		PRIMER NIVEL								
		ALIGERADO 1								
		VCH 100 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1	4	3.05	0.30		3.66		
				8	3.05	0.35		8.54		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.30		7.80		
				16	3.25	0.35		18.20		
		Doble Vigüeta		3	3.55	0.15		1.60		
				6	3.55	0.20		4.26		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	3.12	0.50		6.24		
				8	3.12	0.35		8.74		
		Doble Vigüeta		2	3.50	0.15		1.05		
				4	3.50	0.20		2.80		
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 5	4	1.00	0.50		2.00		
				8	1.00	0.35		2.80		
		Doble Vigüeta		1	15.80	0.15		2.37		
				2	15.80	0.20		6.32		
		VCH 101 (0.25X0.30)	ENTRE EJE D-E, TRAMO 5-6	2	4.86	0.25		2.43		
				4	4.86	0.30		5.83		
		Doble Vigüeta		2	4.61	0.15		1.38		
				4	4.61	0.20		3.69		
			ENTRE EJE D-E, TRAMO 6	2	0.50	0.25		0.25		
				4	0.50	0.30		0.60		
		VP 102 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	5	5.06	0.25		6.33		

	ALIGERADO 3								
		VCH 300 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30		4.86	
				8	4.05	0.35		11.34	
		Doble Vigueta		1	15.83	0.15		2.37	
				2	15.83	0.20		6.33	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50		13.00	
				16	3.25	0.35		18.20	
		Doble Vigueta		3	3.55	0.15		1.60	
				6	3.55	0.20		4.26	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50		8.24	
				8	4.12	0.35		11.54	
		Doble Vigueta		2	3.58	0.15		1.07	
				4	3.58	0.20		2.86	
		VP 301 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25		1.27	
				2	5.06	0.55		5.57	
		Doble Vigueta		1	16.03	0.15		2.40	
				2	16.03	0.20		6.41	
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25		1.06	
				2	4.22	0.55		4.64	
			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25		1.19	
				2	4.75	0.55		5.23	
		Doble Vigueta		1	5.02	0.15		0.75	
				2	5.02	0.20		2.01	
		VS 302 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25		5.06	
				8	5.06	0.55		22.26	
		Doble Vigueta		2	2.44	0.15		0.73	
				4	2.44	0.20		1.95	
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25		4.22	
				8	4.22	0.55		18.57	
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25		4.75	
				8	4.75	0.55		20.90	
		Doble Vigueta		1	16.00	0.15		2.40	
				2	16.00	0.20		6.40	
	CUARTO NIVEL								
	ALIGERADO 04								
		VCH 400 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30		4.86	
				8	4.05	0.35		11.34	
		Doble Vigueta		1	15.83	0.15		2.37	
				2	15.83	0.20		6.33	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50		13.00	
				16	3.25	0.35		18.20	
		Doble Vigueta		3	3.55	0.15		1.60	
				6	3.55	0.20		4.26	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50		8.24	
				8	4.12	0.35		11.54	
		Doble Vigueta		2	3.58	0.15		1.07	
				4	3.58	0.20		2.86	
		VP 401 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25		1.27	
				2	5.06	0.55		5.57	
		Doble Vigueta		1	16.03	0.15		2.40	
				2	16.03	0.20		6.41	
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25		1.06	
				2	4.22	0.55		4.64	

			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25		1.19	
				2	4.75	0.55		5.23	
		Doble Vigüeta		1	5.02	0.15		0.75	
				2	5.02	0.20		2.01	
		VS 402 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25		5.06	
				8	5.06	0.55		22.26	
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15		0.73	
				4	2.44	0.20		1.95	
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25		4.22	
				8	4.22	0.55		18.57	
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25		4.75	
				8	4.75	0.55		20.90	
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15		2.40	
				2	16.00	0.20		6.40	
		QUINTO NIVEL							
		ALIGERADO 05							
		VCH 500 (0.30X0.35)	ENTRE EJE A-E, TRAMO 1-2	4	4.05	0.30		4.86	
				8	4.05	0.35		11.34	
		Doble Vigüeta		1	15.83	0.15		2.37	
				2	15.83	0.20		6.33	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 2-4	8	3.25	0.50		13.00	
				16	3.25	0.35		18.20	
		Doble Vigüeta		3	3.55	0.15		1.60	
				6	3.55	0.20		4.26	
			ENTRE EJE A-E, TRAMO 4-5	4	4.12	0.50		8.24	
				8	4.12	0.35		11.54	
		Doble Vigüeta		2	3.58	0.15		1.07	
				4	3.58	0.20		2.86	
		VP 501 (0.25X0.55)	EJE A-B, TRAMO 5	1	5.06	0.25		1.27	
				2	5.06	0.55		5.57	
		Doble Vigüeta		1	16.03	0.15		2.40	
				2	16.03	0.20		6.41	
			EJE B-C, TRAMO 5	1	4.22	0.25		1.06	
				2	4.22	0.55		4.64	
			EJE C-E, TRAMO 5	1	4.75	0.25		1.19	
				2	4.75	0.55		5.23	
		Doble Vigüeta		1	5.02	0.15		0.75	
				2	5.02	0.20		2.01	
		VS 502 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-4	4	5.06	0.25		5.06	
				8	5.06	0.55		22.26	
		Doble Vigüeta		2	2.44	0.15		0.73	
				4	2.44	0.20		1.95	
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-4	4	4.22	0.25		4.22	
				8	4.22	0.55		18.57	
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-4	4	4.75	0.25		4.75	
				8	4.75	0.55		20.90	
		Doble Vigüeta		1	16.00	0.15		2.40	
				2	16.00	0.20		6.40	
		SEXTO NIVEL							
		ALIGERADO 06							
		VCH 600 (0.30X0.35)	ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	2	3.05	0.30		1.83	
				4	3.05	0.35		4.27	

			ENTRE EJE B-E, TRAMO 2-3	6		3.25	0.30		5.85		
				12		3.25	0.35		13.65		
		VP 601 (0.25X0.55)	ENTRE EJE B-C, TRAMO 4	1		4.22	0.25		1.06		
				2		4.22	0.55		4.64		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 4	1		3.75	0.25		0.94		
				2		3.75	0.55		4.13		
		VS 602 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	2		1.91	0.25		0.96		
				4		1.91	0.55		4.20		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2		4.22	0.25		2.11		
				4		4.22	0.55		9.28		
			ENTRE EJE C-E, TRAMO 2-3	2		3.75	0.25		1.88		
				4		3.75	0.55		8.25		
		VS 603 (0.25X0.55)	ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-2	1		1.91	0.25		0.48		
				2		1.91	0.55		2.10		
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	1		4.22	0.25		1.06		
				2		4.22	0.55		4.64		
OE.2.3.8.3	04.03.03	Acero grado 60 en vigas		1						23881.52	Kg
OE.2.3.9.1	04.04.00	Losa Maciza									
	04.04.01	Concreto F' C=210 Kg/cm2 en losa maciza PRIMER NIVEL								17.96	m3
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48	0.15	0.52			
				1	A	10.43	0.15	1.56			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90	0.15	0.57			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12	0.15	0.94			
		SEGUNDO NIVEL									
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48	0.15	0.52			
				1	A	10.43	0.15	1.56			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90	0.15	0.57			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12	0.15	0.94			
		TERCER NIVEL									
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48	0.15	0.52			
				1	A	10.43	0.15	1.56			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90	0.15	0.57			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12	0.15	0.94			
		CUARTO NIVEL									
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48	0.15	0.52			
				1	A	10.43	0.15	1.56			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90	0.15	0.57			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12	0.15	0.94			
		QUINTO NIVEL									
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48	0.15	0.52			
				1	A	10.43	0.15	1.56			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90	0.15	0.57			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12	0.15	0.94			
	04.04.02	Encofrado y Desencofrado en losa maciza PRIMER NIVEL								119.75	m2
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48		3.48			
				1	A	10.43		10.43			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90		3.80			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12		6.24			
		SEGUNDO NIVEL									
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48		3.48			

OE.2.3.9.2

				1	A	10.43		10.43			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90		3.80			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12		6.24			
	TERCER NIVEL										
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48		3.48			
				1	A	10.43		10.43			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90		3.80			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12		6.24			
	CUARTO NIVEL										
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48		3.48			
				1	A	10.43		10.43			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90		3.80			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12		6.24			
	QUINTO NIVEL										
			ENTRE EJE A-B, TRAMO 2-3	1	A	3.48		3.48			
				1	A	10.43		10.43			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 2-3	2	A	1.90		3.80			
			ENTRE EJE B-C, TRAMO 4-5	2	A	3.12		6.24			
04.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2									2,934.33	KG
04.05.00	Losa Aligerada										
04.05.01	Concreto F' C=210 Kg/cm2 en losa aligerada									78.45	m3
	PRIMER NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.00	0.05	0.80			
				6	7.90	0.10	0.15	0.71			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50	0.05	0.63			
				6	6.10	0.10	0.15	0.55			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	47.80	0.05	2.39			
				8	14.60	0.10	0.15	1.75			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	58.80	0.05	2.94			
				8	20.40	0.10	0.15	2.45			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.66	0.05	0.68			
				10	3.25	0.10	0.15	0.49			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	17.96	0.05	0.90			
				10	4.30	0.10	0.15	0.65			
	SEGUNDO NIVEL										
		7	ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10	0.05	0.81			
				6	7.90	0.10	0.15	0.71			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50	0.05	0.63			
				6	6.20	0.10	0.15	0.56			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05	0.05	2.40			
				8	15.93	0.10	0.15	1.91			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91	0.05	2.90			
				8	15.83	0.10	0.15	1.90			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70	0.05	0.69			
				10	3.25	0.10	0.15	0.49			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11	0.05	0.91			
				10	4.30	0.10	0.15	0.65			
	TERCER NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10	0.05	0.81			
				6	7.90	0.10	0.15	0.71			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50	0.05	0.63			

				6	6.20	0.10	0.15	0.56		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05	0.05	2.40		
				8	15.93	0.10	0.15	1.91		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91	0.05	2.90		
				8	15.83	0.10	0.15	1.90		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70	0.05	0.69		
				10	3.25	0.10	0.15	0.49		
	ALIGERADO F		11	1	A	18.11	0.05	0.91		
				10	4.30	0.10	0.15	0.65		
	CUARTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10	0.05	0.81		
				6	7.90	0.10	0.15	0.71		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50	0.05	0.63		
				6	6.20	0.10	0.15	0.56		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05	0.05	2.40		
				8	15.93	0.10	0.15	1.91		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91	0.05	2.90		
				8	15.83	0.10	0.15	1.90		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70	0.05	0.69		
				10	3.25	0.10	0.15	0.49		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11	0.05	0.91		
				10	4.30	0.10	0.15	0.65		
	QUINTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10	0.05	0.81		
				6	7.90	0.10	0.15	0.71		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50	0.05	0.63		
				6	6.20	0.10	0.15	0.56		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05	0.05	2.40		
				8	15.93	0.10	0.15	1.91		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91	0.05	2.90		
				8	15.83	0.10	0.15	1.90		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70	0.05	0.69		
				10	3.25	0.10	0.15	0.49		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11	0.05	0.91		
				10	4.30	0.10	0.15	0.65		
	SEXTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.52	0.05	0.63		
				4	6.60	0.10	0.15	0.40		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE B-C, TRAMO 3-4	1	A	13.70	0.05	0.69		
				10	3.30	0.10	0.15	0.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	1	A	12.90	0.05	0.65		
				10	3.10	0.10	0.15	0.47		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 2-4	1	A	25.31	0.05	1.27		
				8	6.80	0.10	0.15	0.82		
04.05.02	Encofrado y desencofrado normal en losa aligerada								896.63	m2
	PRIMER NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.00		16.00		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50		12.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	47.80		47.80		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	58.80		58.80		

	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.66		13.66		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	17.96		17.96		
	SEGUNDO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10		16.10		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50		12.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05		48.05		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91		57.91		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70		13.70		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11		18.11		
	TERCER NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10		16.10		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50		12.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05		48.05		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91		57.91		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70		13.70		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11		18.11		
	CUARTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10		16.10		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50		12.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05		48.05		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91		57.91		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70		13.70		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11		18.11		
	QUINTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	A	16.10		16.10		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.50		12.50		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	48.05		48.05		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	57.91		57.91		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	A	13.70		13.70		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	A	18.11		18.11		
	SEXTO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	A	12.52		12.52		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE B-C, TRAMO 3-4	1	A	13.70		13.70		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	1	A	12.90		12.90		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 2-4	1	A	25.31		25.31		
04.05.03	Bloquetas en Losa Aligerada 15x20x30								7,621.36	Und
	PRIMER NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	8.50	A	16.00	136.00		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.50	106.25		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	47.80	406.30		
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	58.80	499.80		
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	13.66	116.11		
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	17.96	152.66		
	SEGUNDO NIVEL									
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	8.50	A	16.10	136.85		
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.50	106.25		
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	48.05	408.43		

	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	57.91	492.24			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	13.70	116.45			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	18.11	153.94			
	TERCER NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	8.50	A	16.10	136.85			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.50	106.25			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	48.05	408.43			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	57.91	492.24			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	13.70	116.45			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	18.11	153.94			
	CUARTO NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	8.50	A	16.10	136.85			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.50	106.25			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	48.05	408.43			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	57.91	492.24			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	13.70	116.45			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	18.11	153.94			
	QUINTO NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 3-5	1	8.50	A	16.10	136.85			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.50	106.25			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	48.05	408.43			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	57.91	492.24			
	ALIGERADO E		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-5	1	8.50	A	13.70	116.45			
	ALIGERADO F		ENTRE EJE C-E, TRAMO 1-6	1	8.50	A	18.11	153.94			
	SEXTO NIVEL										
	ALIGERADO A		ENTRE EJE A-B, TRAMO 1-3	1	8.50	A	12.52	106.42			
	ALIGERADO B		ENTRE EJE B-C, TRAMO 3-4	1	8.50	A	13.70	116.45			
	ALIGERADO C		ENTRE EJE B-C, TRAMO 1-2	1	8.50	A	12.90	109.65			
	ALIGERADO D		ENTRE EJE C-E, TRAMO 2-4	1	8.50	A	25.31	215.14			
04.05.04	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2									7,159.20	KG

ANEXO 07

METRADOS DE SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL

HOJA DE METRADOS - DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Proyecto : EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
Propietario : SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
Responsable : Bach. Ing./ Carlos M. Cruz Castro
Fecha : DICIEMBRE

ITEM.	PARTIDA	DESCRIPCION	UBICACION DE ELEMENTO	CANT.	A	B	C	SUB TOTAL	TOTAL	UND
OE.1	01.00.00	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.								
OE.1.1.3.1	01.01.00	LIMPIEZA DE TERRENO	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.1.1.9.1	01.02.00	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.1.1.9.2	01.03.00	REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	Terreno Total	1	A	162.26		162.26	162.26	m2
OE.2.1	02.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
OE.2.1.2.1	02.01.00	Excavaciones Simples							104.02	m3
		Excavación de zanjas para zapatas								
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	1.80	1.80	1.60	25.92		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	1.80	1.80	1.60	25.92		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	1.80	1.60	38.88		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70	1.60	4.08		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20	1.60	9.22		
OE.2.1.6	02.02.00	Eliminación de material excedente		1.35				104.016	140.42	m3
OE.2.2	03.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
OE.2.2.4	03.01.00	SOLADO BASES DE CONCRETO							65.01	m2
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	1.80	1.80		16.20		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	1.80	1.80		16.20		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	1.80		24.30		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70		2.55		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20		5.76		
OE.2.3	04.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
OE.2.3.2	04.01.00	Zapatas								
OE.2.3.2.1	04.01.01	Concreto en zapatas f'c=210 kg/cm²							32.51	m3
		Z1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	1.80	1.80	0.50	8.10		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	1.80	1.80	0.50	8.10		
		Z2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.50	1.80	0.50	12.15		
		Z3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.50	1.70	0.50	1.28		
		Z4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	4	1.20	1.20	0.50	2.88		
OE.2.3.2.3	04.01.02	Acero Grado 60 en zapatas	VER HOJA DE METRADOS ACERO	1					1108.96	Kg
	04.02.00	Pedestal								
	04.02.01	Concreto en pedestal f'c=210 kg/cm²							29.28	m3
		P1	EJE B-C, TRAMO 1-5	5	1.10	0.80	1.50	6.60		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	5	1.10	0.80	1.50	6.60		
		P2	EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	9	1.10	0.80	1.50	11.88		
		P3	EJE A-A, TRAMO 6	1	1.10	0.80	1.50	1.32		

		P4	EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	1	0.80	0.80	1.50	0.96		
				2	0.80	0.80	1.50	1.92		
04.02.02	Encofrado y Desencofrado pedestal								61.80	m2
	P1		EJE B-C, TRAMO 1-5	10	1.10	1.00		11.00		
			EJE C-C; TRAMO 1-5	10	0.80	1.00		8.00		
	P2		EJE A-A, TRAMO1-5, EJE E-E, TRAMO1-5	18	1.10	1.00		19.80		
				18	0.80	1.00		14.40		
	P3		EJE A-A, TRAMO 6	2	1.10	1.00		2.20		
				2	0.80	1.00		1.60		
	P4		EJE D-D, TRAMO 5 Y 6, EJE E-E, TRAMO 6	1	0.80	1.00		0.80		
				1	0.80	1.00		0.80		
	P5			2	0.80	1.00		1.60		
				2	0.80	1.00		1.60		
04.02.03	Acero grado 60 en PEDESTAL		VER HOJA DE METRADOS ACERO	1					1736.53	Kg
04.03.00	LOSA COLABORANTE									
04.03.01	Concreto en losa colaborante f'c=210 kg/cm²								112.01	m3
	PRIMER PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30	0.10	2.30		
		LOSA 2		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 3		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 4		1	4.30	4.40	0.10	1.89		
		LOSA 5		1	4.30	3.25	0.10	1.40		
		LOSA 6		1	4.30	1.60	0.10	0.69		
		LOSA 7		1	5.35	4.40	0.10	2.35		
		LOSA 8		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 9		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 10		1	4.61	3.86	0.10	1.78		
	SEGUNDO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30	0.10	2.30		
		LOSA 2		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 3		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 4		1	4.30	4.40	0.10	1.89		
		LOSA 5		1	4.30	3.25	0.10	1.40		
		LOSA 6		1	4.30	1.60	0.10	0.69		
		LOSA 7		1	5.35	4.40	0.10	2.35		
		LOSA 8		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 9		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
	TERCER PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30	0.10	2.30		
		LOSA 2		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 3		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 4		1	4.30	4.40	0.10	1.89		
		LOSA 5		1	4.30	3.25	0.10	1.40		
		LOSA 6		1	4.30	1.60	0.10	0.69		
		LOSA 7		1	5.35	4.40	0.10	2.35		
		LOSA 8		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 9		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
	CUARTO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30	0.10	2.30		
		LOSA 2		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 3		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 4		1	4.30	4.40	0.10	1.89		
		LOSA 5		1	4.30	3.25	0.10	1.40		
		LOSA 6		1	4.30	1.60	0.10	0.69		
		LOSA 7		1	5.35	4.40	0.10	2.35		
		LOSA 8		2	5.35	3.25	0.10	3.48		

		LOSA 9		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
	QUINTO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30	0.10	2.30		
		LOSA 2		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 3		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
		LOSA 4		1	4.30	4.40	0.10	1.89		
		LOSA 5		1	4.30	3.25	0.10	1.40		
		LOSA 6		1	4.30	1.60	0.10	0.69		
		LOSA 7		1	5.35	4.40	0.10	2.35		
		LOSA 8		2	5.35	3.25	0.10	3.48		
		LOSA 9		1	5.35	4.37	0.10	2.34		
	AZOTEA	LOSA 1		1	7.13	3.30	0.10	2.35		
		LOSA 2		1	7.13	3.30	0.10	2.35		
		LOSA 3		1	4.82	3.25	0.10	1.57		
		LOSA 4		1	3.26	4.06	0.10	1.32		
		LOSA 5		1	3.24	4.06	0.10	1.32		
04.03.02	Acero grado 60 en LOSA COLABORANTE								2557.49	kg
04.03.03	Placa Colaborante AD600								1120.05	m2
	PRIMER PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30		23.01		
		LOSA 2		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 3		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 4		1	4.30	4.40		18.92		
		LOSA 5		1	4.30	3.25		13.98		
		LOSA 6		1	4.30	1.60		6.88		
		LOSA 7		1	5.35	4.40		23.54		
		LOSA 8		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 9		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 10		1	4.61	3.86		17.79		
	SEGUNDO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30		23.01		
		LOSA 2		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 3		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 4		1	4.30	4.40		18.92		
		LOSA 5		1	4.30	3.25		13.98		
		LOSA 6		1	4.30	1.60		6.88		
		LOSA 7		1	5.35	4.40		23.54		
		LOSA 8		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 9		1	5.35	4.37		23.38		
	TERCER PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30		23.01		
		LOSA 2		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 3		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 4		1	4.30	4.40		18.92		
		LOSA 5		1	4.30	3.25		13.98		
		LOSA 6		1	4.30	1.60		6.88		
		LOSA 7		1	5.35	4.40		23.54		
		LOSA 8		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 9		1	5.35	4.37		23.38		
	CUARTO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30		23.01		
		LOSA 2		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 3		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 4		1	4.30	4.40		18.92		
		LOSA 5		1	4.30	3.25		13.98		
		LOSA 6		1	4.30	1.60		6.88		
		LOSA 7		1	5.35	4.40		23.54		

		LOSA 8		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 9		1	5.35	4.37		23.38		
	QUINTO PISO	LOSA 1		1	5.35	4.30		23.01		
		LOSA 2		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 3		1	5.35	4.37		23.38		
		LOSA 4		1	4.30	4.40		18.92		
		LOSA 5		1	4.30	3.25		13.98		
		LOSA 6		1	4.30	1.60		6.88		
		LOSA 7		1	5.35	4.40		23.54		
		LOSA 8		2	5.35	3.25		34.78		
		LOSA 9		1	5.35	4.37		23.38		
	AZOTEA	LOSA 1		1	7.13	3.30		23.53		
		LOSA 2		1	7.13	3.30		23.53		
		LOSA 3		1	4.82	3.25		15.67		
		LOSA 4		1	3.26	4.06		13.24		
		LOSA 5		1	3.24	4.06		13.15		
05.00.00	ESTRUCTURAS DE ACERO									
05.01.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE TIPO 1			20				20.00	UND	
05.02.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS DE ANCLAJE TIPO 2			3				3.00	UND	
05.03.00	TRAZO Y CORTE CON TROZADORA			23				23.00	UND	
05.04.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W24X84							318.80	ML	
	PRIMER NIVEL			20	3.20			64.00		
	SEGUNDO NIVEL			20	2.80			56.00		
	TERCER NIVEL			20	2.80			56.00		
	CUARTO NIVEL			20	2.80			56.00		
	QUINTO NIVEL			20	2.80			56.00		
	AZOTEA			11	2.80			30.80		
05.04.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W10X12							20.80	ML	
	PRIMER NIVEL			3	3.20			9.60		
	SEGUNDO NIVEL			1	2.80			2.80		
	TERCER NIVEL			1	2.80			2.80		
	CUARTO NIVEL			1	2.80			2.80		
	QUINTO NIVEL			1	2.80			2.80		
05.04.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS W21X44							459.31	ML	
	PRIMER NIVEL			5	16.03			80.15		
				1	3.86			3.86		
	SEGUNDO NIVEL			5	16.03			80.15		
				1	3.86			3.86		
	TERCER NIVEL			5	16.03			80.15		
				1	3.86			3.86		
	CUARTO NIVEL			5	16.03			80.15		
				1	3.86			3.86		
	QUINTO NIVEL			5	16.03			80.15		
				1	3.86			3.86		
	AZOTEA			1	9.47			9.47		
				2	11.33			22.66		
				1	7.13			7.13		
05.05.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS W10X45							397.92	ML	
	PRIMER NIVEL			3	15.93			47.79		
				1	14.93			14.93		
				2	5.60			11.20		
	SEGUNDO NIVEL			3	15.93			47.79		
				1	14.93			14.93		
				2	5.60			11.20		

	TERCER NIVEL			3	15.93			47.79		
				1	14.93			14.93		
				2	5.60			11.20		
	CUARTO NIVEL			3	15.93			47.79		
				1	14.93			14.93		
				2	5.60			11.20		
	QUINTO NIVEL			3	15.93			47.79		
				1	14.93			14.93		
				2	5.60			11.20		
	AZOTEA			2	10.54			21.08		
				1	7.24			7.24		
05.06.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGUETAS W6X9								474.20	ML
	PRIMER NIVEL			4	15.93			63.72		
				2	4.55			9.10		
				2	3.75			7.50		
				2	1.60			3.20		
				1	5.60			5.60		
	SEGUNDO NIVEL			4	15.93			63.72		
				2	4.55			9.10		
				2	3.75			7.50		
				2	1.60			3.20		
				1	5.60			5.60		
	TERCER NIVEL			4	15.93			63.72		
				2	4.55			9.10		
				2	3.75			7.50		
				2	1.60			3.20		
				1	5.60			5.60		
	CUARTO NIVEL			4	15.93			63.72		
				2	4.55			9.10		
				2	3.75			7.50		
				2	1.60			3.20		
				1	5.60			5.60		
	QUINTO NIVEL			4	15.93			63.72		
				2	4.55			9.10		
				2	3.75			7.50		
				2	1.60			3.20		
				1	5.60			5.60		
	AZOTEA			2	7.05			14.10		
				2	7.25			14.50		
05.07.00	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES HSS 6X6X1/2								393.00	ML
	PRIMER NIVEL			4	6.80			27.20		
				4	5.25			21.00		
				4	3.85			15.40		
				4	3.75			15.00		
	SEGUNDO NIVEL			4	6.80			27.20		
				4	5.25			21.00		
				4	3.85			15.40		
				4	3.75			15.00		
	TERCER NIVEL			4	6.80			27.20		
				4	5.25			21.00		
				4	3.85			15.40		
				4	3.75			15.00		
	CUARTO NIVEL			4	6.80			27.20		
				4	5.25			21.00		

ANEXO 08

PRESUPUESTO DE SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

Presupuesto

Presupuesto 0491001 EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto 001 SISTEMA DE CONCRETO ARMADO
 Cliente SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
 Lugar JUNIN - HUANCAYO - SAN JERONIMO DE TUNAN

Costo al 10/09/2018

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.				2,013.64
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	162.26	3.71	601.98
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	162.26	1.99	322.90
01.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	162.26	6.71	1,088.76
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				13,127.53
02.01	EXCAVACION DE ZANJAS	m3	152.42	51.42	7,837.44
02.02	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE	m3	205.76	25.71	5,290.09
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				3,300.76
03.01	SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	m2	95.26	34.65	3,300.76
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				607,842.77
04.01	ZAPATAS				27,879.82
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	m3	47.63	373.89	17,808.38
04.01.02	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	1,566.32	6.43	10,071.44
04.02	COLUMNAS				86,171.26
04.02.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	m3	45.07	680.23	30,657.97
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	377.83	31.99	12,086.78
04.02.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	6,569.82	6.61	43,426.51
04.03	VIGAS				295,155.67
04.03.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=210 KG/CM2	m3	111.60	461.54	51,507.86
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1,096.23	78.26	85,790.96
04.03.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	23,881.52	6.61	157,856.85
04.04	LOSAS MACIZAS				36,605.02
04.04.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=210 KG/CM2	m3	17.96	526.53	9,456.48
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE LOSAS MACIZAS	m2	119.75	64.74	7,752.62
04.04.03	ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS	kg	2,934.33	6.61	19,395.92
04.05	LOSAS ALIGERADAS				162,031.00
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/CM2	m3	78.45	416.12	32,644.61
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	896.63	69.85	62,629.61
04.05.03	BLOQUE HUECO/LADRILLO 15X30X25 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	7,621.36	2.55	19,434.47
04.05.04	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	kg	7,159.20	6.61	47,322.31
	Costo Directo				626,284.70

SON : SEISCIENTOS VEINTISEIS MIL DOSCIENTOS OCHENTICUATRO Y 70/100 NUEVOS SOLES

ANEXO 09

PRESUPUESTO DE SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL

Presupuesto

Presupuesto 0491001 EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto 002 SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL
 Cliente SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
 Lugar JUNIN - HUANCAYO - SAN JERONIMO DE TUNAN

Costo al 10/09/2018

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.				2,013.64
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	162.26	3.71	601.98
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	162.26	1.99	322.90
01.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	162.26	6.71	1,088.76
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,958.91
02.01	EXCAVACION DE ZANJAS	m3	104.02	51.42	5,348.71
02.02	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE	m3	140.42	25.71	3,610.20
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				2,252.60
03.01	SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	m2	65.01	34.65	2,252.60
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				230,073.10
04.01	ZAPATAS				20,407.44
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	m3	35.51	373.89	13,276.83
04.01.02	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	1,108.96	6.43	7,130.61
04.02	PEDESTAL				33,372.57
04.02.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C=210 KG/CM2	m3	29.28	680.23	19,917.13
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	61.80	31.99	1,976.98
04.02.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTAL	kg	1,736.53	6.61	11,478.46
04.03	LOSA COLABORANTE				176,293.09
04.03.01	CONCRETO EN LOSA COLABORANTE F'C=210 KG/CM ²	m3	112.01	546.32	61,193.30
04.03.02	ACERO GRADO 60 EN LOSA COLABORANTE	kg	2,557.49	6.61	16,905.01
04.03.03	PLACA COLABORANTE AD-600	m2	1,120.05	87.67	98,194.78
05	ESTRUCTURA DE ACERO				402,453.84
05.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACA DE ANCLAJE TIPO 1	und	20.00	1,241.21	24,824.20
05.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACA DE ANCLAJE TIPO 2	und	3.00	1,581.32	4,743.96
05.03	TRAZO Y CORTE CON TROZADORA	und	23.00	6.60	151.80
05.04	SUMINISTRO E INSTALAC.DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W 24 X84	m	318.80	246.22	78,494.94
05.05	SUMINISTRO E INSTALAC.DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W 10 X12	m	20.80	66.87	1,390.90
05.06	SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGAS ESTRUCTURALES W 21 X44	m	459.31	177.78	81,656.13
05.07	SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGAS ESTRUCTURALES W 10 X45	m	397.92	133.18	52,994.99
05.08	SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGUETAS W 6 X9	m	474.20	54.95	26,057.29
05.09	SUMINISTRO E INSTALAC.DE ARRIOSTRES HSS6X6X1/2	m	393.00	40.53	15,928.29
05.10	CONEXION A MOMENTO	und	338.00	327.26	110,613.88
05.11	IZAJE DE ESTRUCTURAS	und	242.00	23.13	5,597.46
	Costo Directo				645,752.09

SON : SEISCIENTOS CUARENTICINCO MIL SETECIENTOS CINCUENTIDOS Y 09/100 NUEVOS SOLES

ANEXO 10

INSUMOS DE SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **001** SISTEMA DE CONCRETO ARMADO
 Fecha **10/09/2018**
 Lugar **120130** JUNIN - HUANCAYO - SAN JERONIMO DE TUNAN

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
0147010003	OFICIAL	hh	3,184.0864	17.36	55,275.74
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	157.9196	20.50	3,237.35
0147010002	OPERARIO	hh	3,304.3561	20.50	67,739.30
0147010004	PEON	hh	3,934.7677	15.60	61,382.38
0147000032	TOPOGRAFO	hh	29.2068	20.50	598.74
					188,233.51
MATERIALES					
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kq	44,996.3174	4.60	206,983.06
0203020002	ACERO CORRUGADO 0 3/8"	kq	1.9471	4.60	8.96
0239050000	AGUA	m3	46.5920	10.00	465.92
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	2,538.6464	7.20	18,278.25
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	343.5573	7.20	2,473.61
0205010004	ARENA GRUESA	m3	137.4797	100.00	13,747.97
0217030007	BLOQUE HUECO DE CONCRETO DE 15X30X25 CM	und	8,002.4280	1.50	12,003.64
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	2,829.7454	23.60	66,781.99
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	442.7206	5.50	2,434.96
0202010006	CLAVOS PARA MADERA C/C 3/4"	kg	6.4904	5.50	35.70
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2	3.2452	3.50	11.36
0238000000	HORMIGON	m3	9.7657	85.00	830.08
0243720001	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO	p2	2,914.0475	4.00	11,656.19
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	1.6226	5.60	9.09
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE PIENCOFRADO	p2	10,358.8258	5.80	60,081.19
0230550004	NIVEL	DIA	0.6490	40.00	25.96
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	254.4230	125.00	31,802.88
0243160052	REGLA DE MADERA	p2	9.5260	4.30	40.96
0230550010	TEODOLITO	DIA	0.6490	110.00	71.39
0239060020	TIZA	BOL	1.6226	2.00	3.25
0230990080	WINCHA	und	0.4868	45.00	21.91
0230020001	YESO DE 28 Kg	BOL	1.6226	8.00	12.98
					427,781.30
EQUIPOS					
0337020041	CORDEL	m	0.3245	0.30	0.10
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			5,414.00
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	36.0560	25.30	912.22
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	84.7259	25.30	2,143.57
0349100011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	hm	9.5260	17.60	167.66
0349190003	NIVEL	HE	3.2452	5.33	17.30
0349190001	TEODOLITO	hm	3.2452	8.65	28.07
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	84.7254	12.60	1,067.54
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	7.1840	12.30	88.36
					9,838.82
Total				S/.	625,853.63

ANEXO 11

INSUMOS DE SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL
 Fecha **10/09/2018**
 Lugar **120130** JUNIN - HUANCAYO - SAN JERONIMO DE TUNAN

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
MANO DE OBRA						
0147010003	OFICIAL	hh	654.7250	17.36	11,366.03	
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	77.5995	20.50	1,590.79	
0147010002	OPERARIO	hh	1,162.9692	20.50	23,840.87	
0147010004	PEON	hh	2,936.6251	15.60	45,811.35	
0147000029	SOLDADOR	hh	369.1804	17.36	6,408.97	
0147000032	TOPOGRAFO	hh	29.2068	20.50	598.74	
					89,616.75	
MATERIALES						
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg	5,736.8302	4.60	26,389.42	
0203020002	ACERO CORRUGADO 0 3/8"	kg	1.9471	4.60	8.96	
0239050000	AGUA	m3	27.1436	10.00	271.44	
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	324.1788	7.20	2,334.09	
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	18.5400	7.20	133.49	
0205010004	ARENA GRUESA	m3	75.7200	100.00	7,572.00	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	1,817.5614	23.60	42,894.45	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	10.5060	5.50	57.78	
0202010006	CLAVOS PARA MADERA C/C 3/4"	kg	6.4904	5.50	35.70	
0206980002	CONECTOR DE 3/4" X 3"	und	3,360.1500	3.70	12,432.56	
0239020014	DISCO DE CORTE	pza	1.2420	10.00	12.42	
0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza	461.8418	15.00	6,927.63	
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2	3.2452	3.50	11.36	
0238000000	HORMIGON	m3	6.9222	85.00	588.39	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	1.6226	5.60	9.09	
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE PIENCOFRADO	p2	251.5260	5.80	1,458.85	
0230550004	NIVEL	DIA	0.6490	40.00	25.96	
0259000029	PERFIL ESTRUCTURAL HSS 6X6X1/2	m	412.6500	22.35	9,222.73	
0259000025	PERFIL ESTRUCTURAL W10X12	m	21.8400	45.60	995.90	
0259000027	PERFIL ESTRUCTURAL W10X45	m	417.8160	108.75	45,437.49	
0259000026	PERFIL ESTRUCTURAL W21X44	m	482.2755	145.00	69,929.95	
0259000024	PERFIL ESTRUCTURAL W24X84	m	334.7400	218.25	73,057.01	
0259000028	PERFIL ESTRUCTURAL W6X9	m	497.9100	34.50	17,177.90	
0202460091	PERNOS DE ANCLAJE TIPO J D=5/8"	pza	92.0000	45.00	4,140.00	
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	145.8880	125.00	18,236.00	
0221020009	PLANCHA COLABORANTE AD600	m2	1,176.0525	33.50	39,397.76	
0256220101	PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E= 1", 0.80 X 0.80	pln	70.6000	950.00	67,070.00	
0256220100	PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E= 1", 1.10 X 0.80	pln	20.0000	1,033.00	20,660.00	
0243160052	REGLA DE MADERA	p2	6.5010	4.30	27.95	
0229500091	SOLDADURA	kg	1,499.8065	12.80	19,197.52	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg	2,064.0305	12.80	26,419.59	
0230550010	TEODOLITO	DIA	0.6490	110.00	71.39	
0239060020	TIZA	BOL	1.6226	2.00	3.25	
0226060021	TORNILLO AUTOOPERFORANTE N° 08 X 3/4"	und	1,232.0550	9.00	11,088.50	
0210150099	TROZADORA DE 14"	hm	1.8400	16.20	29.81	
0230990080	WINCHA	und	0.4868	45.00	21.91	
0230020001	YESO DE 28 Kg	BOL	1.6226	8.00	12.98	
					523,361.23	
EQUIPOS						
0349340002	CAMION GRUA (BRAZO ARTICULADO)	hm	9.6800	450.00	4,356.00	
0337020041	CORDEL	m	0.3245	0.30	0.10	
0337570021	ELEMENTO DE CIERRE GALVANIZADO E= 1MM L = 2.50 M	pza	257.6115	45.10	11,618.28	
0348090011	EQUIPO DE OXICORTE	hm	34.0000	8.20	278.80	
0348210053	ESMERIL	hm	369.1812	8.50	3,138.04	
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			2,945.67	
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	23.4240	25.30	592.63	
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	71.0981	25.30	1,798.78	
0349100011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	hm	6.5010	17.60	114.42	
0349190003	NIVEL	HE	3.2452	5.33	17.30	
0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	413.9824	15.20	6,292.53	
0349900013	TALADRO ELECTRICO	hm	34.0000	18.50	629.00	
0349190001	TEODOLITO	hm	3.2452	8.65	28.07	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	71.0981	12.60	895.84	
					32,705.46	
				Total	S/.	645,683.44

ANEXO 12

**ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS DE SISTEMA DE CONCRETO
ARMADO**

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **001** SISTEMA DE CONCRETO ARMADO Fecha presupuesto
10/09/2018

Partida **01.01** LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL

Rendimiento **m2/DIA** MO. **40.0000** EQ. **40.0000** Costo unitario directo por : m2 **3.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	0.1000	0.0200	20.50	0.41
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.2000	15.60	3.12
3.53						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3.53	0.18
0.18						

Partida **01.02** TRAZO Y REPLANTEO

Rendimiento **m2/DIA** MO. **400.0000** EQ. **400.0000** Costo unitario directo por : m2 **1.99**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0200	20.50	0.41
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0200	17.36	0.35
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0400	15.60	0.62
1.38						
Materiales						
0230020001	YESO DE 28 Kg	BOL		0.0100	8.00	0.08
0230990080	WINCHA	und		0.0030	45.00	0.14
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2		0.0200	3.50	0.07
0.29						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
0349190001	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0200	8.65	0.17
0349190003	NIVEL	HE	1.0000	0.0200	5.33	0.11
0.32						

Partida **01.03** TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA

Rendimiento **m2/DIA** MO. **50.0000** EQ. **50.0000** Costo unitario directo por : m2 **6.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.1600	20.50	3.28
0147010002	OPERARIO	hh	0.2000	0.0320	20.50	0.66
0147010004	PEON	hh	0.4000	0.0640	15.60	1.00
4.94						
Materiales						
0202010006	CLAVOS PARA MADERA C/C 3/4"	kg		0.0400	5.50	0.22
0203020002	ACERO CORRUGADO 0 3/8"	kg		0.0120	4.60	0.06
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.0160	23.60	0.38
0230550004	NIVEL	DIA		0.0040	40.00	0.16
0230550010	TEODOLITO	DIA		0.0040	110.00	0.44
0238000000	HORMIGON	m3		0.0050	85.00	0.43
0239060020	TIZA	BOL		0.0100	2.00	0.02
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		0.0100	5.60	0.06
1.77						

Partida **02.01** EXCAVACION DE ZANJAS

Rendimiento **m3/DIA** MO. **2.5000** EQ. **2.5000** Costo unitario directo por : m3 **51.42**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	1.0000	3.2000	15.60	49.92
49.92						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	49.92	1.50
1.50						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **001** SISTEMA DE CONCRETO ARMADO Fecha presupuesto
10/09/2018

Partida **02.02** ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **25.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	5.0000	1.6000	15.60	24.96
24.96						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.96	0.75
0.75						

Partida **03.01** SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON

Rendimiento **m2/DIA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por : m2 **34.65**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.1000	20.50	2.05
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.2000	20.50	4.10
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	17.36	1.74
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.6000	15.60	9.36
17.25						
Materiales						
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2840	23.60	6.70
0238000000	HORMIGON	m3		0.0940	85.00	7.99
0243160052	REGLA DE MADERA	p2		0.1000	4.30	0.43
15.12						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	17.25	0.52
0349100011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	hm	1.0000	0.1000	17.60	1.76
2.28						

Partida **04.01.01** CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **373.89**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.3200	20.50	6.56
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	20.50	6.56
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	17.36	5.56
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.9600	15.60	14.98
33.66						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	125.00	106.25
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	100.00	42.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.5000	23.60	177.00
0239050000	AGUA	m3		0.1840	10.00	1.84
327.09						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	33.66	1.01
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.3200	12.60	4.03
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.3200	25.30	8.10
13.14						

Partida **04.01.02** ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **6.43**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
1.22						
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43

Fecha : 13/11/2018 07:47:17p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0491001	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"		SISTEMA DE CONCRETO ARMADO	Fecha presupuesto	
Subpresupuesto	001					
10/09/2018						
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0300	4.60	4.74
						5.17
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04
Partida	04.02.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		680.23
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	20.50	32.80
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.36	13.89
0147010004	PEON	hh	10.0000	8.0000	15.60	124.80
						171.49
	Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7000	125.00	87.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4700	100.00	47.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		15.0000	23.60	354.00
						488.50
	Equipos					
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.8000	25.30	20.24
						20.24
Partida	04.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 59.0000	EQ. 59.0000	Costo unitario directo por : m2		31.99
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.1356	20.50	2.78
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1356	17.36	2.35
						5.13
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	7.20	2.16
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	5.50	0.94
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		4.0700	5.80	23.61
						26.71
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.13	0.15
						0.15
Partida	04.02.03	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		6.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
						1.22
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
						5.35
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04
Partida	04.03.01	CONCRETO EN VIGAS F'C=210 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 24.0000	EQ. 24.0000	Costo unitario directo por : m3		461.54
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	1.0000	20.50	20.50
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.6667	20.50	13.67

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0491001	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"		SISTEMA DE CONCRETO ARMADO		Fecha presupuesto
Subpresupuesto	001					
10/09/2018						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3333	17.36	5.79
0147010004	PEON	hh	8.0000	2.6667	15.60	41.60
						81.56
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.9000	125.00	112.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	100.00	50.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		8.5000	23.60	200.60
0239050000	AGUA	m3		0.1800	10.00	1.80
						364.90
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	81.56	2.45
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.3333	12.60	4.20
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.3333	25.30	8.43
						15.08
Partida	04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.5000	EQ. 8.5000	Costo unitario directo por : m2		78.26
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.9412	20.50	19.29
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.9412	17.36	16.34
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.9412	15.60	14.68
						50.31
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	7.20	1.51
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2400	5.50	1.32
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		4.0700	5.80	23.61
						26.44
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	50.31	1.51
						1.51
Partida	04.03.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		6.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
						1.22
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
						5.35
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04
Partida	04.04.01	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS F'C=210 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		526.53
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	1.2000	20.50	24.60
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	20.50	16.40
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	17.36	6.94
0147010004	PEON	hh	12.0000	4.8000	15.60	74.88
						122.82
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	125.00	106.25
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	100.00	42.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	23.60	229.86
0239050000	AGUA	m3		0.1840	10.00	1.84
						379.95

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **001** SISTEMA DE CONCRETO ARMADO Fecha presupuesto
10/09/2018

Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	122.82	3.68
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.4000	12.60	5.04
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.4000	25.30	10.12
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.4000	12.30	4.92
						23.76

Partida **04.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE LOSAS MACIZAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **10.8100** EQ. **10.8100** Costo unitario directo por : m2 **64.74**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.7401	20.50	15.17
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.7401	17.36	12.85
						28.02

Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.1000	7.20	0.72
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1400	5.50	0.77
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		5.9300	5.80	34.39
						35.88

Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	28.02	0.84
						0.84

Partida **04.04.03 ACERO GRADO 60 EN LOSAS MACIZAS**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **6.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
						1.22

Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
						5.35

Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04

Partida **04.05.01 CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/CM2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **416.12**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	20.50	13.12
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	17.36	5.56
0147010004	PEON	hh	8.0000	2.5600	15.60	39.94
						58.62

Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	125.00	106.25
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	100.00	42.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		8.2000	23.60	193.52
0239050000	AGUA	m3		0.1840	10.00	1.84
						343.61

Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	58.62	1.76
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.3200	12.60	4.03
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.3200	25.30	8.10
						13.89

Partida **04.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **13.5000** EQ. **13.5000** Costo unitario directo por : m2 **69.85**

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0491001 EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto 001 SISTEMA DE CONCRETO ARMADO Fecha presupuesto
 10/09/2018

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5926	20.50	12.15
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5926	17.36	10.29
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.5926	15.60	9.24
						31.68
Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1100	5.50	0.61
0243720001	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO	p2		3.2500	4.00	13.00
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		4.0700	5.80	23.61
						37.22
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.68	0.95
						0.95

Partida 04.05.03 BLOQUE HUECO/LADRILLO 15X30X25 CM PARA TECHO ALIGERADO

Rendimiento und/DIA MO. 1,200.0000 EQ. 1,200.0000 Costo unitario directo por : und **2.55**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	9.0000	0.0600	15.60	0.94
						0.94
Materiales						
0217030007	BLOQUE HUECO DE CONCRETO DE 15X30X25 CM	und		1.0500	1.50	1.58
						1.58
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.94	0.03
						0.03

Partida 04.05.04 ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS

Rendimiento kg/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : kg **6.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
						1.22
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
						5.35
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04

ANEXO 13

**ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS DE SISTEMA DE ACERO
ESTRUCTURAL**

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

Partida **01.01** LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL

Rendimiento **m2/DIA** MO. **40.0000** EQ. **40.0000** Costo unitario directo por : m2 **3.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	0.1000	0.0200	20.50	0.41
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.2000	15.60	3.12
3.53						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3.53	0.18
0.18						

Partida **01.02** TRAZO Y REPLANTEO

Rendimiento **m2/DIA** MO. **400.0000** EQ. **400.0000** Costo unitario directo por : m2 **1.99**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0200	20.50	0.41
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0200	17.36	0.35
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0400	15.60	0.62
1.38						
Materiales						
0230020001	YESO DE 28 Kg	BOL		0.0100	8.00	0.08
0230990080	WINCHA	und		0.0030	45.00	0.14
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2		0.0200	3.50	0.07
0.29						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.38	0.04
0349190001	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0200	8.65	0.17
0349190003	NIVEL	HE	1.0000	0.0200	5.33	0.11
0.32						

Partida **01.03** TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA

Rendimiento **m2/DIA** MO. **50.0000** EQ. **50.0000** Costo unitario directo por : m2 **6.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.1600	20.50	3.28
0147010002	OPERARIO	hh	0.2000	0.0320	20.50	0.66
0147010004	PEON	hh	0.4000	0.0640	15.60	1.00
4.94						
Materiales						
0202010006	CLAVOS PARA MADERA C/C 3/4"	kg		0.0400	5.50	0.22
0203020002	ACERO CORRUGADO 0 3/8"	kg		0.0120	4.60	0.06
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.0160	23.60	0.38
0230550004	NIVEL	DIA		0.0040	40.00	0.16
0230550010	TEODOLITO	DIA		0.0040	110.00	0.44
0238000000	HORMIGON	m3		0.0050	85.00	0.43
0239060020	TIZA	BOL		0.0100	2.00	0.02
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		0.0100	5.60	0.06
1.77						

Partida **02.01** EXCAVACION DE ZANJAS

Rendimiento **m3/DIA** MO. **2.5000** EQ. **2.5000** Costo unitario directo por : m3 **51.42**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	1.0000	3.2000	15.60	49.92
49.92						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	49.92	1.50
1.50						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

Partida **02.02** ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **25.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	5.0000	1.6000	15.60	24.96
24.96						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.96	0.75
0.75						

Partida **03.01** SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON

Rendimiento **m2/DIA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por : m2 **34.65**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.1000	20.50	2.05
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.2000	20.50	4.10
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	17.36	1.74
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.6000	15.60	9.36
17.25						
Materiales						
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2840	23.60	6.70
0238000000	HORMIGON	m3		0.0940	85.00	7.99
0243160052	REGLA DE MADERA	p2		0.1000	4.30	0.43
15.12						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	17.25	0.52
0349100011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3	hm	1.0000	0.1000	17.60	1.76
2.28						

Partida **04.01.01** CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo unitario directo por : m3 **373.89**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.3200	20.50	6.56
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	20.50	6.56
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	17.36	5.56
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.9600	15.60	14.98
33.66						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	125.00	106.25
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	100.00	42.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.5000	23.60	177.00
0239050000	AGUA	m3		0.1840	10.00	1.84
327.09						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	33.66	1.01
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.3200	12.60	4.03
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.3200	25.30	8.10
13.14						

Partida **04.01.02** ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **6.43**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
1.22						
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43

Fecha : 13/11/2018 07:54:47p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0491001	EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"		SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL		Fecha presupuesto
Subpresupuesto	002					
10/09/2018						
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0300	4.60	4.74 5.17
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04 0.04
Partida	04.02.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C=210 KG/CM2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3		680.23
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	20.50	32.80
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.36	13.89
0147010004	PEON	hh	10.0000	8.0000	15.60	124.80
171.49						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7000	125.00	87.50
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4700	100.00	47.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		15.0000	23.60	354.00
488.50						
Equipos						
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.8000	25.30	20.24 20.24
Partida	04.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 59.0000	EQ. 59.0000	Costo unitario directo por : m2		31.99
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.1356	20.50	2.78
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1356	17.36	2.35
5.13						
Materiales						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	7.20	2.16
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.1700	5.50	0.94
0245010001	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2		4.0700	5.80	23.61
26.71						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.13	0.15 0.15
Partida	04.02.03	ACERO GRADO 60 EN PEDESTAL				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		6.61
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
1.22						
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
5.35						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04 0.04
Partida	04.03.01	CONCRETO EN LOSA COLABORANTE F'C=210 KG/CM²				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3		546.32
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.5333	20.50	10.93
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	20.50	21.87

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5333	17.36	9.26
0147010004	PEON	hh	12.0000	6.4000	15.60	99.84
						141.90
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	125.00	106.25
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	100.00	42.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	23.60	229.86
0239050000	AGUA	m3		0.1840	10.00	1.84
						379.95
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	141.90	4.26
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5333	12.60	6.72
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	hm	1.0000	0.5333	25.30	13.49
						24.47

Partida **04.03.02** ACERO GRADO 60 EN LOSA COLABORANTE

Rendimiento **kg/DIA** MO. **250.0000** EQ. **250.0000** Costo unitario directo por : kg **6.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	20.50	0.66
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.36	0.56
						1.22
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	7.20	0.43
0202970004	ACERO CONSTRUCCION CORRUGADO	kg		1.0700	4.60	4.92
						5.35
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.22	0.04
						0.04

Partida **04.03.03** PLACA COLABORANTE AD-600

Rendimiento **m2/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo unitario directo por : m2 **87.67**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	20.50	0.82
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.1600	15.60	2.50
						3.32
Materiales						
0206980002	CONECTOR DE 3/4" X 3"	und		3.0000	3.70	11.10
0221020009	PLANCHA COLABORANTE AD600	m2		1.0500	33.50	35.18
0226060021	TORNILLO AUTOPERFORANTE N° 08 X 3/4"	und		1.1000	9.00	9.90
0229500091	SOLDADURA	kg		1.3300	12.80	17.02
						73.20
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3.32	0.17
0337570021	ELEMENTO DE CIERRE GALVANIZADO E= 1MM L = 2.50 M	pza		0.2300	45.10	10.37
0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0400	15.20	0.61
						11.15

Partida **05.01** SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACA DE ANCLAJE TIPO 1

Rendimiento **und/DIA** MO. **16.0000** EQ. **16.0000** Costo unitario directo por : und **1,241.21**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	20.50	10.25
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2500	15.60	3.90
						14.15
Materiales						
0202460091	PERNOS DE ANCLAJE TIPO J D=5/8"	pza		4.0000	45.00	180.00
0256220100	PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E= 1", 1.10 X 0.80	pln		1.0000	1,033.00	1,033.00
						1,213.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	14.15	0.71

Fecha : 13/11/2018 07:54:47p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

0348090011	EQUIPO DE OXICORTE	hm	1.0000	0.5000	8.20	4.10
0349900013	TALADRO ELECTRICO	hm	1.0000	0.5000	18.50	9.25
						14.06

Partida **05.02** SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACA DE ANCLAJE TIPO 2

Rendimiento **und/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo unitario directo por : und **1,581.32**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	8.0000	20.50	164.00
0147010004	PEON	hh	0.5000	4.0000	15.60	62.40
						226.40
	Materiales					
0202460091	PERNOS DE ANCLAJE TIPO J D=5/8"	pza		4.0000	45.00	180.00
0256220101	PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E= 1", 0.80 X 0.80	pln		1.0000	950.00	950.00
						1,130.00
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	226.40	11.32
0348090011	EQUIPO DE OXICORTE	hm	1.0000	8.0000	8.20	65.60
0349900013	TALADRO ELECTRICO	hm	1.0000	8.0000	18.50	148.00
						224.92

Partida **05.03** TRAZO Y CORTE CON TROZADORA

Rendimiento **und/DIA** MO. **50.0000** EQ. **50.0000** Costo unitario directo por : und **6.60**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	20.50	3.28
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.0800	15.60	1.25
						4.53
	Materiales					
0210150099	TROZADORA DE 14"	hm		0.0800	16.20	1.30
0239020014	DISCO DE CORTE	pza		0.0540	10.00	0.54
						1.84
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	4.53	0.23
						0.23

Partida **05.04** SUMINISTRO E INSTALAC.DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W 24 X84

Rendimiento **m/DIA** MO. **300.0000** EQ. **300.0000** Costo unitario directo por : m **246.22**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0267	17.36	0.46
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	20.50	0.55
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0267	17.36	0.46
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0800	15.60	1.25
						2.72
	Materiales					
0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000024	PERFIL ESTRUCTURAL W24X84	m		1.0500	218.25	229.16
						242.86
	Equipos					
0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0267	15.20	0.41
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0267	8.50	0.23
						0.64

Partida **05.05** SUMINISTRO E INSTALAC.DE COLUMNAS ESTRUCTURALES W 10 X12

Rendimiento **m/DIA** MO. **190.4800** EQ. **190.4800** Costo unitario directo por : m **66.87**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0420	17.36	0.73

Fecha : 13/11/2018 07:54:47p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0420	20.50	0.86
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0420	17.36	0.73
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.1260	15.60	1.97
4.29						

Materiales

0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000025	PERFIL ESTRUCTURAL W10X12	m		1.0500	45.60	47.88
61.58						

Equipos

0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0420	15.20	0.64
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0420	8.50	0.36
1.00						

Partida **05.06** SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGAS ESTRUCTURALES W 21 X44

Rendimiento **m/DIA** MO. **85.0000** EQ. **85.0000** Costo unitario directo por : m **177.78**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0941	17.36	1.63
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0941	20.50	1.93
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0941	17.36	1.63
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.2824	15.60	4.41
9.60						

Materiales

0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000026	PERFIL ESTRUCTURAL W21X44	m		1.0500	145.00	152.25
165.95						

Equipos

0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0941	15.20	1.43
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0941	8.50	0.80
2.23						

Partida **05.07** SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGAS ESTRUCTURALES W 10 X45

Rendimiento **m/DIA** MO. **190.4800** EQ. **190.4800** Costo unitario directo por : m **133.18**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0420	17.36	0.73
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0420	20.50	0.86
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0420	17.36	0.73
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.1260	15.60	1.97
4.29						

Materiales

0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000027	PERFIL ESTRUCTURAL W10X45	m		1.0500	108.75	114.19
127.89						

Equipos

0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0420	15.20	0.64
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0420	8.50	0.36
1.00						

Partida **05.08** SUMINISTRO E INSTALAC.DE VIGUETAS W 6 X9

Rendimiento **m/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo unitario directo por : m **54.95**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0400	17.36	0.69
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	20.50	0.82
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0400	17.36	0.69
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.1200	15.60	1.87
4.07						

Materiales

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0491001** EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"
 Subpresupuesto **002** SISTEMA DE ACERO ESTRUCTURAL Fecha presupuesto
10/09/2018

0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000028	PERFIL ESTRUCTURAL W6X9	m		1.0500	34.50	36.23
						49.93

Equipos

0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0400	15.20	0.61
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0400	8.50	0.34
						0.95

Partida **05.09** SUMINISTRO E INSTALAC.DE ARRIOSTRES HSS6X6X1/2

Rendimiento **m/DIA** MO. **300.0000** EQ. **300.0000** Costo unitario directo por : m **40.53**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.0267	17.36	0.46
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	20.50	0.55
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0267	17.36	0.46
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0800	15.60	1.25
						2.72
	Materiales					
0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		0.0600	15.00	0.90
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		1.0000	12.80	12.80
0259000029	PERFIL ESTRUCTURAL HSS 6X6X1/2	m		1.0500	22.35	23.47
						37.17
	Equipos					
0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.0267	15.20	0.41
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.0267	8.50	0.23
						0.64

Partida **05.10** CONEXION A MOMENTO

Rendimiento **und/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo unitario directo por : und **327.26**

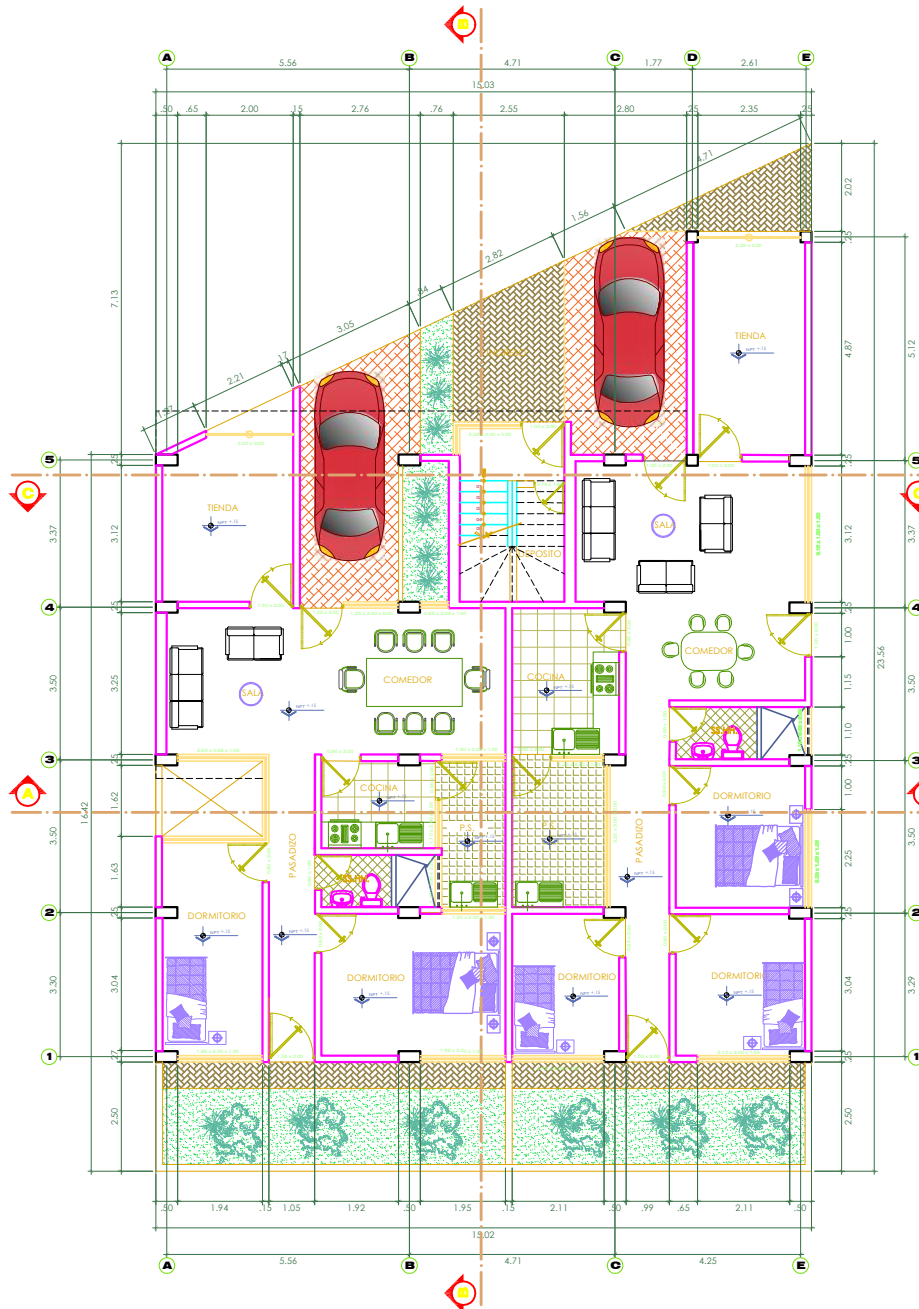
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	1.0000	0.8000	17.36	13.89
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	20.50	32.80
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.36	13.89
0147010004	PEON	hh	3.0000	2.4000	15.60	37.44
						98.02
	Materiales					
0229500091	SOLDADURA	kg		0.0300	12.80	0.38
0229510052	DISCO DE DESBASTE 1/4" X 7"	pza		1.0000	15.00	15.00
0256220101	PLANCHA DE ACERO ASTM A36 E= 1", 0.80 X 0.80	pln		0.2000	950.00	190.00
						205.38
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	98.02	4.90
0348070000	SOLDADORA ELECT. MONOF. ALTERNA 225 AMP.	hm	1.0000	0.8000	15.20	12.16
0348210053	ESMERIL	hm	1.0000	0.8000	8.50	6.80
						23.86

Partida **05.11** IZAJE DE ESTRUCTURAS

Rendimiento **und/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo unitario directo por : und **23.13**

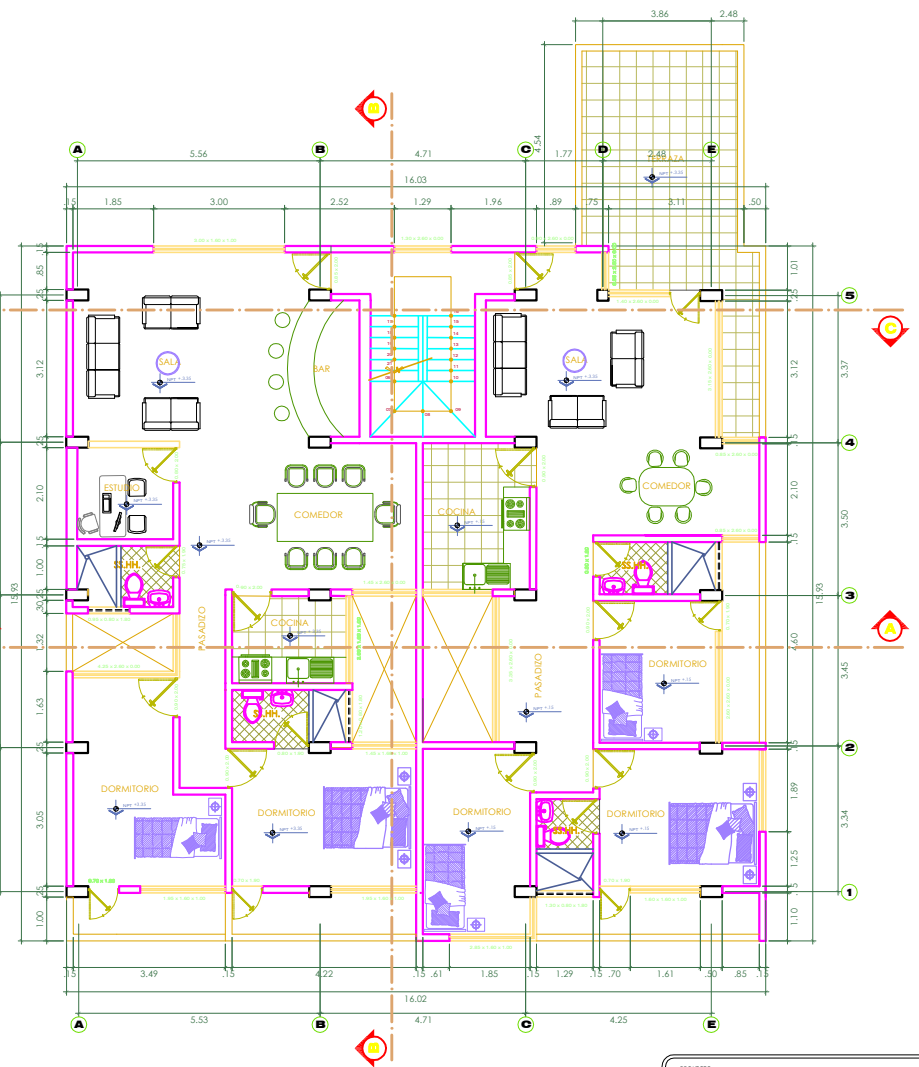
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	6.2500	0.2500	20.50	5.13
						5.13
	Equipos					
0349340002	CAMION GRUA (BRAZO ARTICULADO)	hm	1.0000	0.0400	450.00	18.00
						18.00

ANEXO 14
PLANOS DE ARQUITECTURA



PRIMER PISO

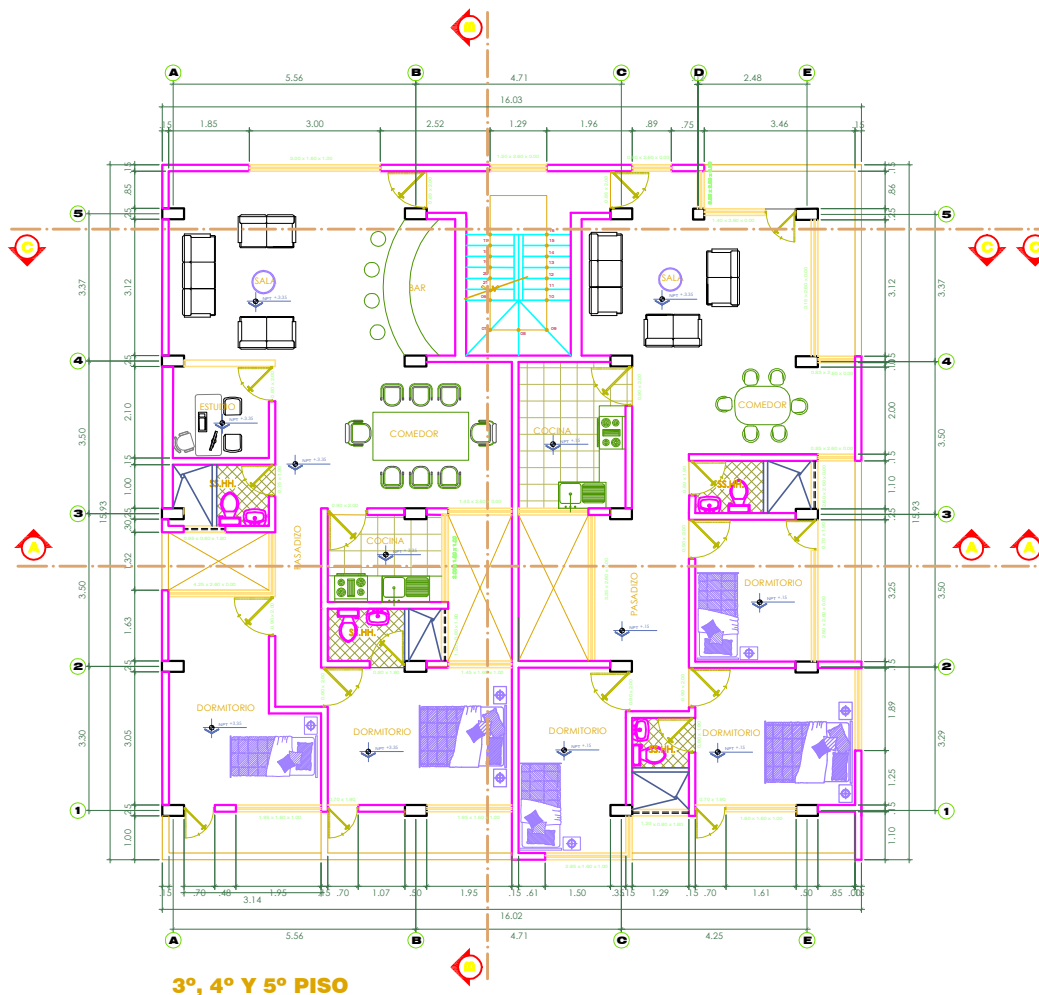
ESC: 1/50



SEGUNDO PISO

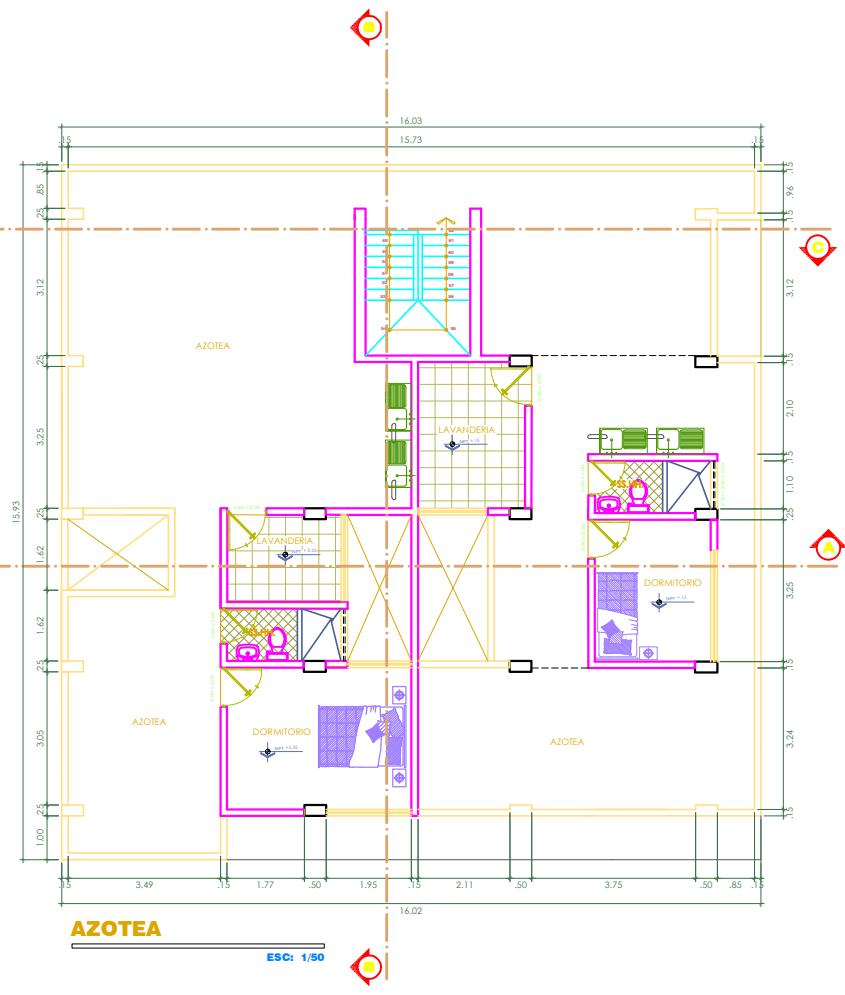
ESC: 1/50

PROYECTO:				
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"				
PLANO:				
ARQUITECTURA			A-01	
CONTENIDO:				
PRIMERA, SEGUNDA PLANTA				
UBICACION:	JIRON SAN ROQUE SIN	DISTRITO:	SAN JERONIMO	
PROPIETARIO:	SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA		PROVINCIA:	HUANCAYO
PROFESIONAL:			DEPARTAMENTO:	JUNIN
FECHA:	OCTUBRE 2017	DIBUJO:	HMBRELLA-SAC	C.A.P.: C.I.P.
				ESCALA:
				1:50



3°, 4° Y 5° PISO

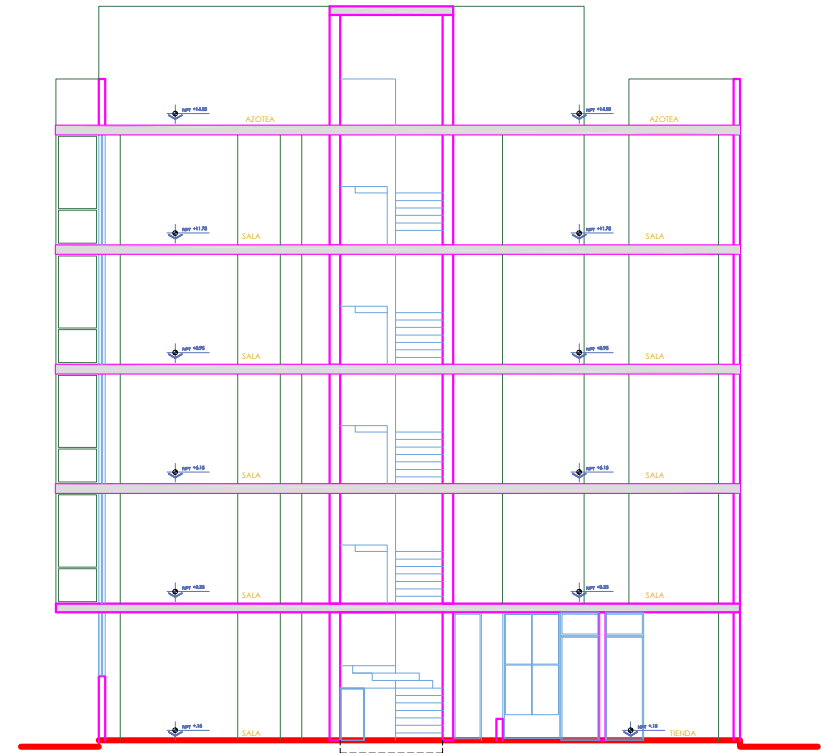
ESC: 1/50



AZOTEA

ESC: 1/50

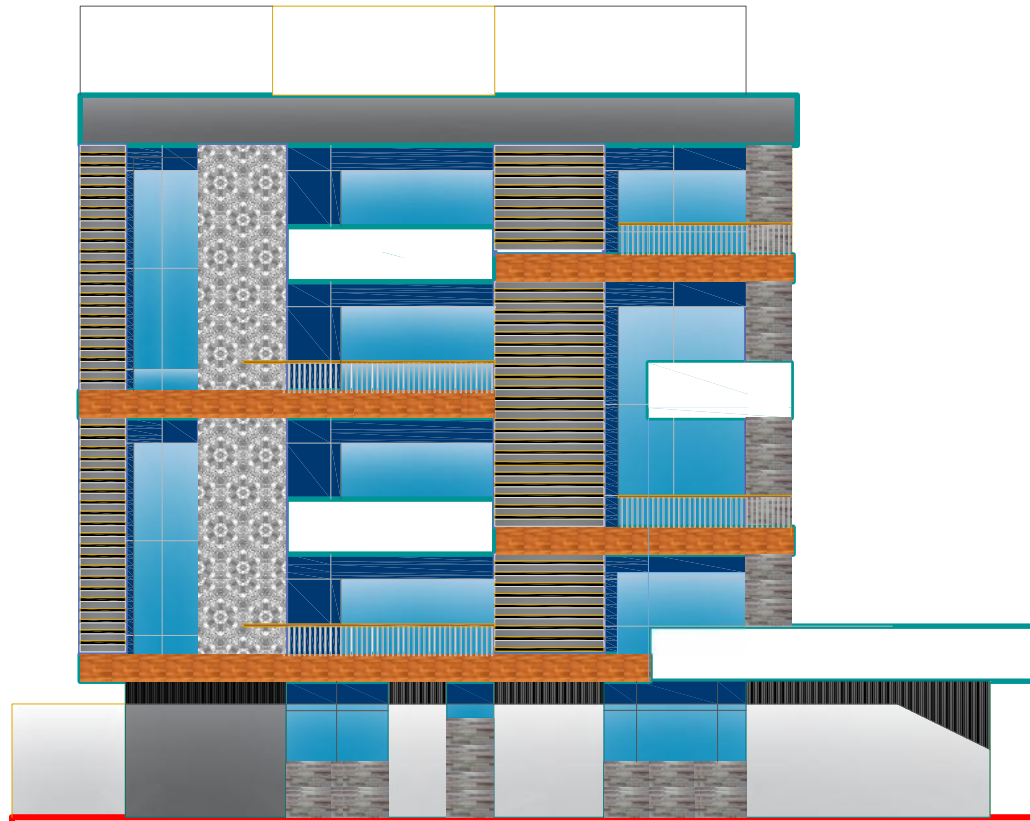
PROYECTO:			
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"			
PLANO:			
ARQUITECTURA			A-02
CONTENIDO:			
TERCERA, CUARTA, QUINTA PLANTA Y AZOTEA			
UBICACIÓN:	DISTRITO:	PROVINCIA:	DEPARTAMENTO:
JIRON SAN ROQUE SIN	SAN JERONIMO	HUANCAYO	JUNIN
PROPIETARIO:			
SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:			C.A.P.: C.I.P.
FECHA:			ESCALA:
OCTUBRE 2017		HEMBELLAS-SAC	1:50



CORTE C-C

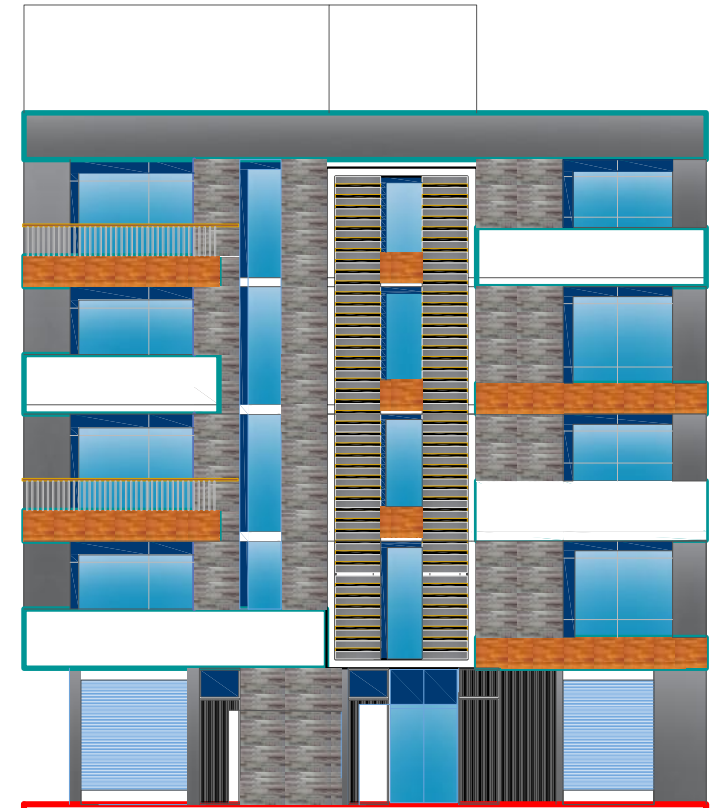
ESC: 1/50

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"			
PLANO: ARQUITECTURA			A-04
CONTENIDO: CORTE Y VISTAS 3D			
UBICACIÓN: JIRÓN SAN ROQUE SIN	DISTRITO: SAN JERONIMO	PROVINCIA: HUANCAYO	DEPARTAMENTO: JUNIN
PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:		C.A.P. - C.I.P.	
FECHA: OCTUBRE 2017	DIBUJO: HMBRELLA-SAC		ESCALA: 1:50



ELEVACION LATERAL

ESC: 1/50



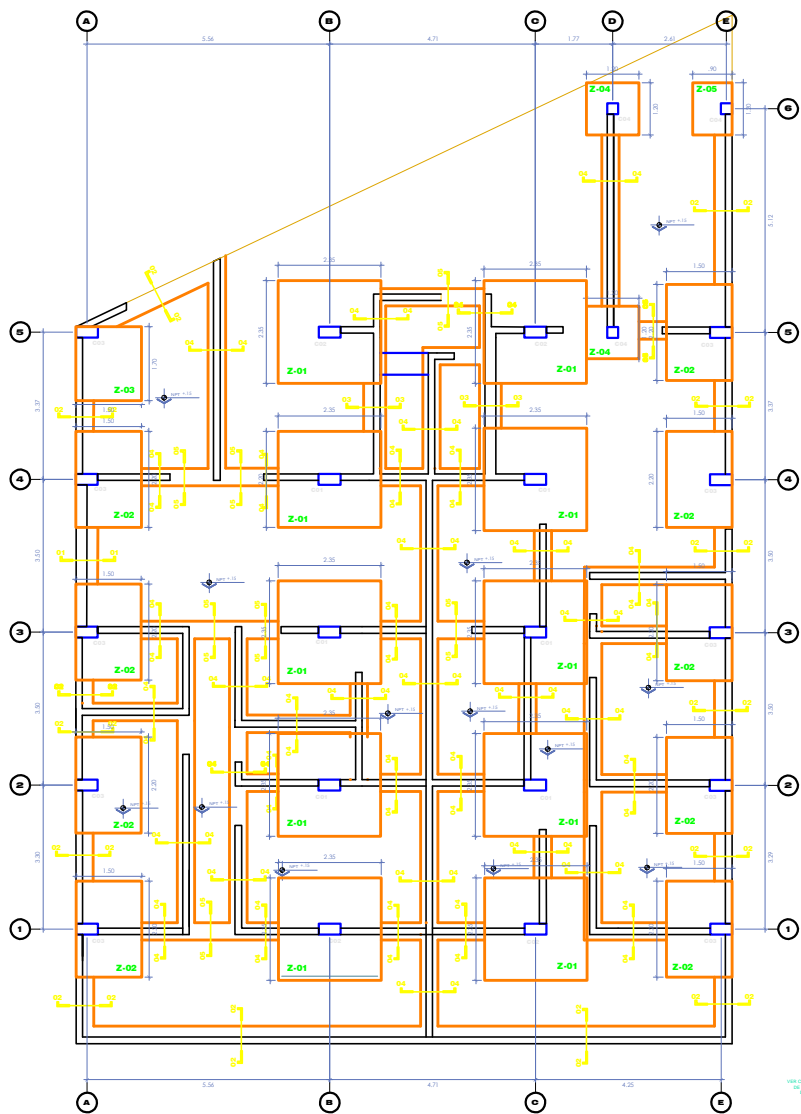
ELEVACION FRONTAL

ESC: 1/50

PROYECTO:			
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"			
PLANO:			
ARQUITECTURA			A-05
CONTENIDO:			
ELEVACIONES			
UBICACION:	DISTRITO:	PROVINCIA:	DEPARTAMENTO:
JIRON SAN ROQUE SIN	SAN JERONIMO	HUANCAYO	JUNIN
PROPIETARIO:			
SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:		C.A.P. - C.I.P.	
FECHA:	DESENHO:	ESCALA:	
OCTUBRE 2017	HMBRELLA-SR	1:50	

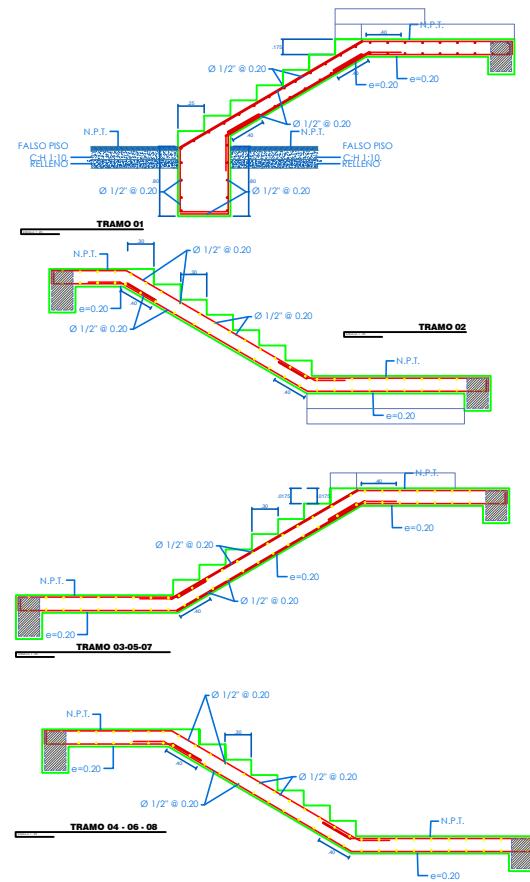
ANEXO 15

PLANOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO



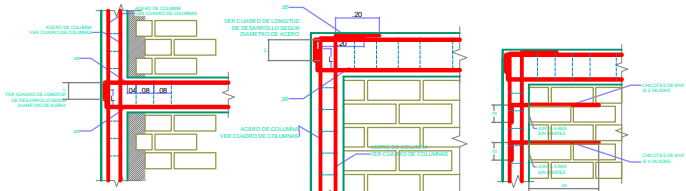
CIMENTACION

ESCALA: 1:50



DETALLE DE ESCALERA

ESCALA: 1:50

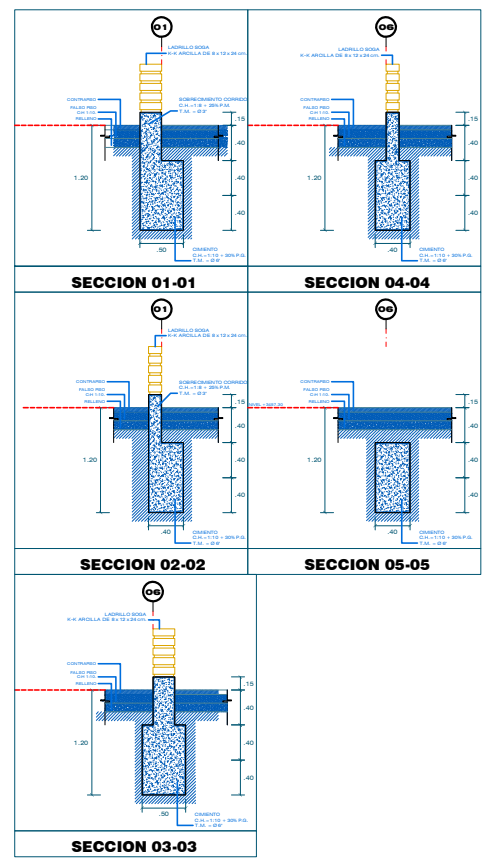


DETALLE DE ENCUENTRO DE ACERO DE LA VIGA Y LA COLUMNA EN TRAMO INTERMEDIO DETALLE DE ENCUENTRO DE ACERO DE LA VIGA Y LA COLUMNA EN TRAMO FINAL CONEXION A RAS DE MUROS DE SOGA

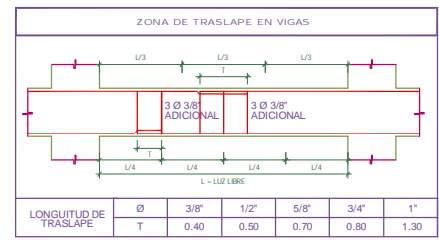
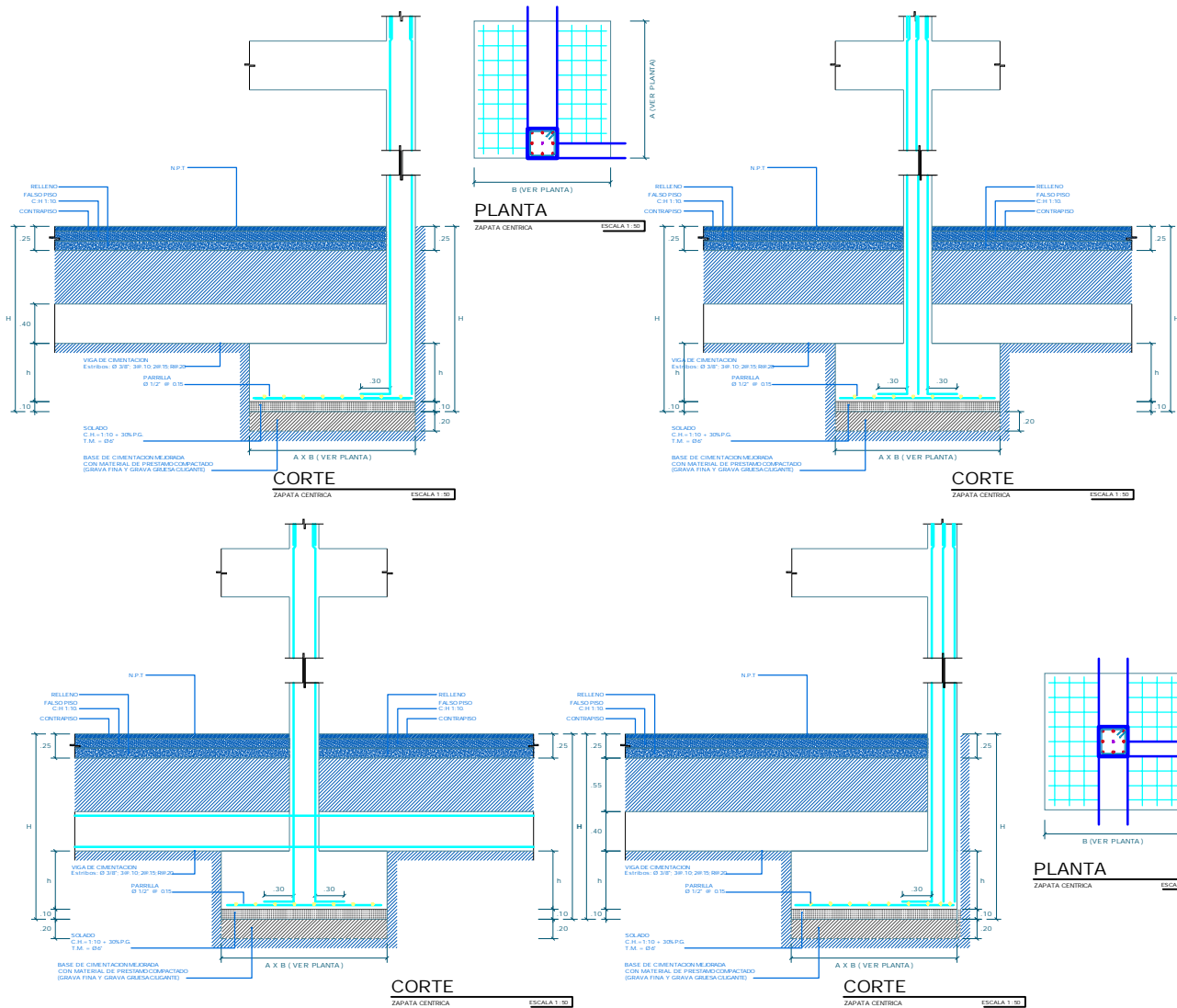
ESCALA: 1:10

ESCALA: 1/50

ESCALA: 1/10



PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"							
PLANO:	ESTRUCTURAS	E-01					
CONTENIDO:	CIMENTACION						
UBICACION:	JIRON SAN ROQUE SIN	DISTRITO:	SAN JERONIMO	PROVINCIA:	HUANCAYO	DEPARTAMENTO:	JUNIN
PROPIETARIO:	SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA						
PROFESIONAL:							C.A.F. - C.I.P.
FECHA:	OCTUBRE 2017	DRIBU:	CARLOS CRUZ	ESCALA:	1:50		



CUADRO DE ZAPATAS						
TIPO	A	B	h	H	Acero	
Z-1	2.20	2.20	0.40	1.40	Ø 1/2" @ 0.15	Ambos Sentidos
Z-2	1.50	2.20	0.40	1.40	Ø 1/2" @ 0.15	Ambos Sentidos
Z-3	1.50	1.70	0.40	1.40	Ø 1/2" @ 0.15	Ambos Sentidos
Z-4	1.20	1.20	0.40	1.40	Ø 1/2" @ 0.15	Ambos Sentidos
Z-5	1.20	0.90	0.40	1.40	Ø 1/2" @ 0.15	Ambos Sentidos

CUADRO DE COLUMNAS							
TIPO	C-1	TIPO	C-2	TIPO	C-3	TIPO	C-
SECC	0.25 x 0.50	SECC	0.25 x 0.50	SECC	0.25 x 0.50	SECC	0.25 x
AS	Ø 5/8"	AS	4 Ø 5/8" 4 Ø 1/2"	AS	4 Ø 5/8"	AS	4 Ø 1"
Ø	Ø 3/8", Ø 1/2", Ø 5/8", Ø 3/4", Ø 1"	Ø	1 Ø 0.25, 5 Ø 0.10, 3 Ø 0.15, R Ø 0.20	Ø	Ø 3/8", 1 Ø 0.25, 5 Ø 0.10, 3 Ø 0.15, R Ø 0.20	Ø	Ø 3/8", 1 Ø 0.25, 5 3 Ø 0.15, R

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO	MURO DE CONTENCIÓN, COLUMNAS PLACAS VIGAS, VIGAS DE CIMENTACION, LOSAS ALBERGADAS, LOSA MASCA CISTERNA, Y ESCALERAS COLUMNAS Y VIGAS DE TARGUERA F _{ck} = 210 kg/cm ² F _{ck} = 175 kg/cm ²
CONCRETO CICLOPELO	GRABAS F _{ck} = 140 + 25% PM, 3" max CEMENTO COMBIDO F _{ck} = 140 + 30% PM, 3" max SOBRE CEMENTO F _{ck} = 110 + 25% PM, 3" max
RECURBIENTOS	ZAPATA SOBRE SOLADO 7.5 cm VIGAS DE CIMENTACION 4.0 cm COLUMNAS PLACAS 4.0 cm ESCALERAS 3.0 cm VIGAS PERALTADAS 4.0 cm VIGAS CHATAS 2.0 cm ALUSE MADRE, ESCALERAS, TANGUE CISTERNA 2.0 cm
TRASLAPES	Ø 3/8" - 35 cm Ø 5/8" - 60 cm Ø 1/2" - 45 cm Ø 3/4" - 70 cm

ESPECIFICACIONES TECNICAS		
SOBRECARGAS	TIENDAS = 500 kg/m ²	VIVIENDA = 200 kg/m ²
	SERVICIOS = 250 kg/m ²	AZOTEA = 150 kg/m ²
ALBAÑILERIA	HALL, PASADIZOS Y ESCALERA = 500 kg/m ²	
	SE REALIZARA CON LADRILLOS K.K de 18 HUECOS DE ARCILLA DE LA ZONA - PROCESO CONSTRUCTIVO: LOS MUROS DE ALBAÑILERIA SE CONSTRUIRAN SEGUN LOS DETALLES INDICADOS EN LAS LAMINAS CORRESPONDIENTES - SE CONTRUYEN DESPUES DE VACIAR LOS TECHOS VIGAS Y COLUMNAS	
ACERO	MORTERO 1.5 CH	ESPESOR DE JUNTAS: e = 1.5 cm (maximo)
COEFICIENTE SISMICO	F _y = 4200 kg/cm ²	
REQUISITOS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION:		
FACTOR DE ZONAJE	Z = 0.35	
FACTOR DE USO	U = 1.0	
FACTOR DE SUELO	S = 1.15	
PERIODO DE SUELO	T _s = 0.6	
FACTOR DE AMPLIACION SISMICA	= 2.5	
COEFICIENTE DE REDUCCION	R _x = 8	
DESPLAZAMIENTO LATERALES	D _{REL XX} < 0.007	
	TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS CONECTADAS	
	ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: LIMO ARENOSO (ML)	
	PARAMETROS DE DISEÑO: D(Øa) = 1.30 m, D(Øm) = 1.20 m	
	Q _{adm} = 2.00 kg/cm ²	
	F.S. = 3.00	
	PARAMETROS DE DISEÑO: γ _s = 1.33 Trn(3)	
	PARA MUROS DE CONTENCIÓN F.S.D. = 1.5	
	F.S.V. = 2.0	
	F.S.S. = 2.0	

CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES

1. SISTEMA ESTRUCTURAL
 XX: PLACAS Y PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.
 YY: PLACAS Y PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO.

2. PARAMETROS SISMORRESISTENTES
 Z=0.35 ZONA 3, SIERRA DEL PERÚ.
 U=1.00 EDIFICACION COMÚN, MULTIFUNDO.
 S=1.15 SUELO TIPO 1 (RÍGIDO).
 T=0.60 seg.
 R_{XX} = 3/4 (8) = 4.50 REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA.
 R_{YY} = 3/4 (8) = 4.50 REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA.

3. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS
 AZOTEA D_{ABS XX} = 4.95 cm. D_{ABS YY} = 8.12 cm.
 RELATIVO DE ENTREPIESO D_{REL XX} = 0.81 cm. D_{REL YY} = 1.29 cm.

NOTA:
 a) LA SEPARACION SISMICA DEL EDIFICIO RESPECTO DE LAS EDIFICACIONES VECINAS SERÁ DE 5 cm.

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"

PLANO: ESTRUCTURAS

CONTENIDO: DETALLES CIMENTACION **E-02**

UBICACION: JIRON SAN ROQUE S/N	DISTRITO: SAN JERONIMO	PROVINCIA: HUANCAYO	DEPARTAMENTO: JUNIN
PROYECTO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:		C.A.P. - C.I.P.	
FECHA: OCTUBRE 2017	DIBUJO: CARLOS CRUZ	ESCALA: 1:50	

EMPALME DE COLUMNAS

EMPALME EN PAREDES
PARTES TRATADAS DE HACER
ZONA DE CONFIRMADO

LONGITUD DE EMPALME

Ø	5/8"	3/4"	1"
L	0.40 m	0.55 m	1.00 m

DOBLADO DE ESTRIBOS

LONGITUD DE DOBLADO

Ø	r	a
1/4"	2 cm.	8 cm.
3/8"	3 cm.	13 cm.

DESARROLLO EN EXT. DE VIGA

SOBRAR EN EL INTERIOR DEL NÚCLEO CONFIRMADO

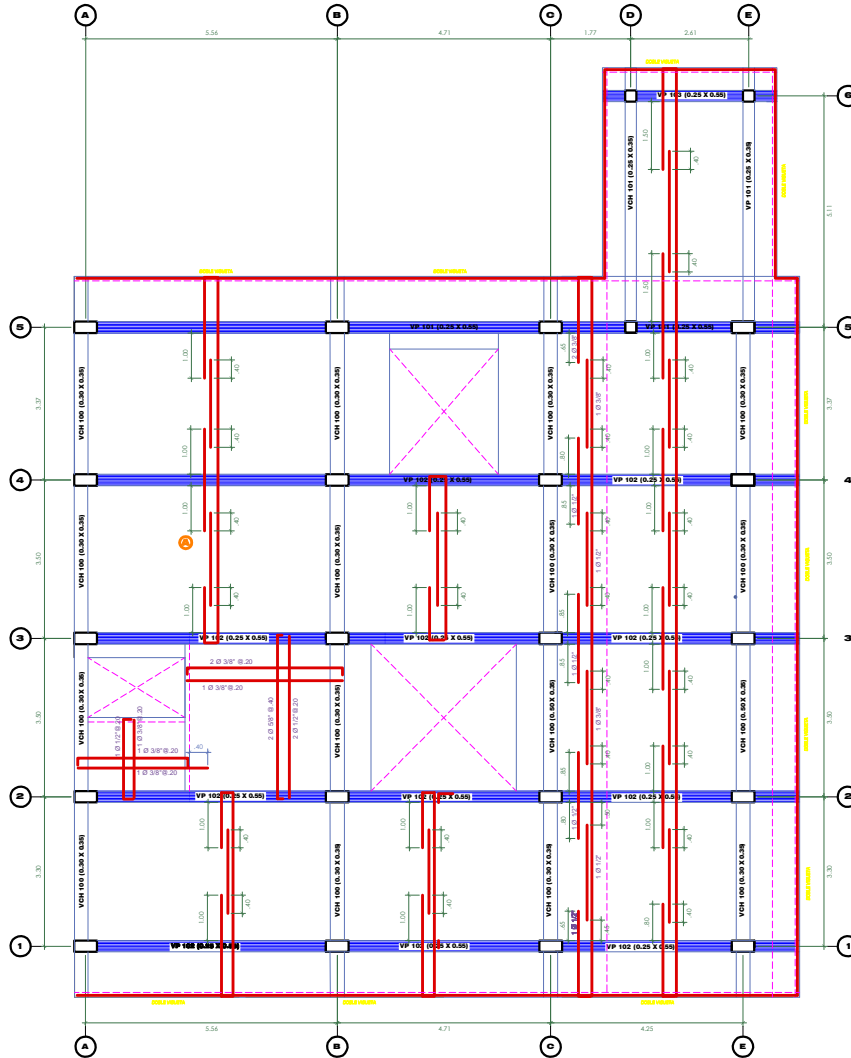
LONGITUD DE DESARROLLO EN EXTREMOS DE VIGAS

Ø	1/2"	5/8"	3/4"	1"
L1	0.50	0.70	0.90	1.10
L2	0.35	0.45	0.60	1.80

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

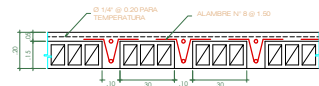
ASPECTO CONSTRUCTIVO:
LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO DEBERÁN SER CONSTRUIDOS PREFORMAMENTE DE CONCRETO ARMADO. NO ES CONVENIENTE LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES CON PAREDES DE SOBRES DE CONCRETO ARMADO.
TODO PASO DE TUBERÍA ATRAVÉS DE PAREDES O FONDOS DE LOS TANQUES DEBERÁN FLANKEAR PREVIAMENTE AL VACIADO DE LOS MISMO, MEDIANTE TUBERÍAS POR EXTREMOS INDICADOS QUE SOBRESALGAN 0.10 m.

TRABAJO SANITARIO:
A FIN DE EVITAR QUE LAS AGUAS DE LIMPIEZA DE PISO O AGUAS DE LLUVIA PENETREN EN LOS TANQUES.



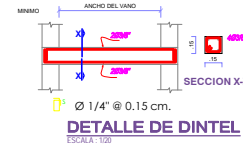
PRIMER ALIGERADO

ESCALA 1:50



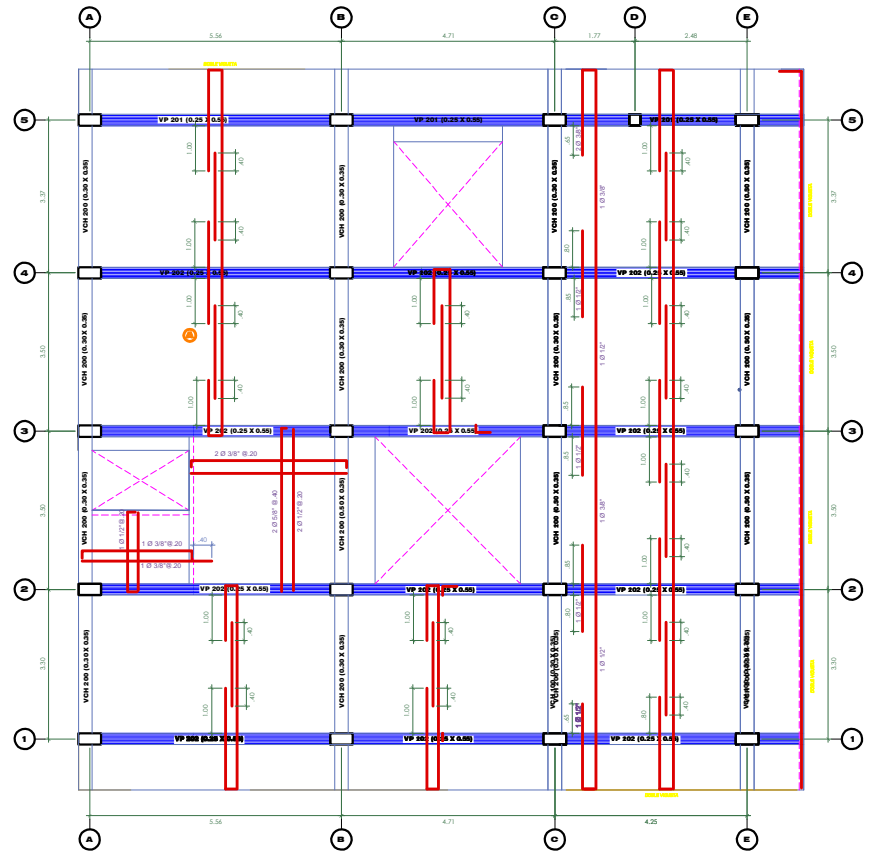
detalle losa aligerada

ESCALA 1:25



DETALLE DE DINTEL

ESCALA: 1:20



2º, 3º, 4º y 5º ALIGERADO

ESCALA 1:50

PROYECTO:
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"

PLANO:
ESTRUCTURAS

CONTENIDO:
PLANTA ALIGERADOS

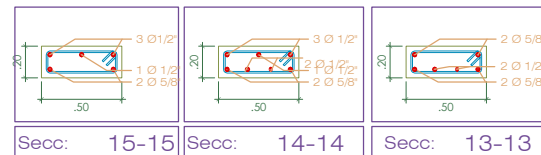
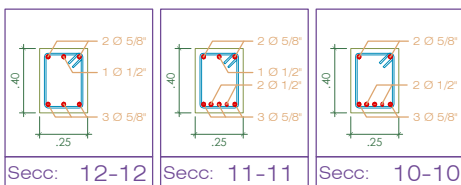
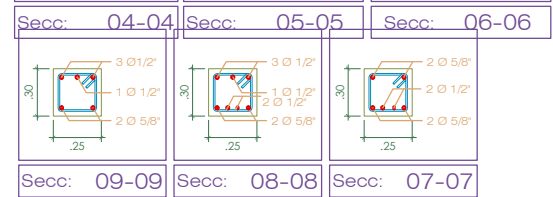
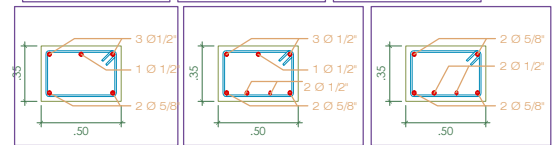
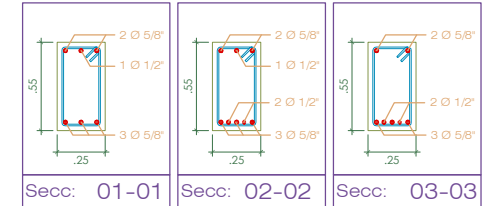
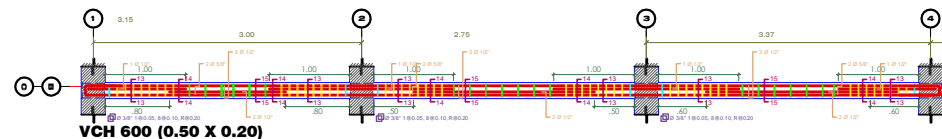
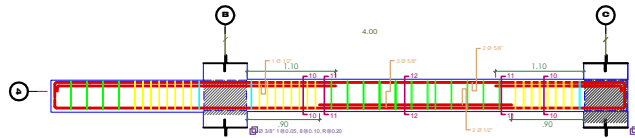
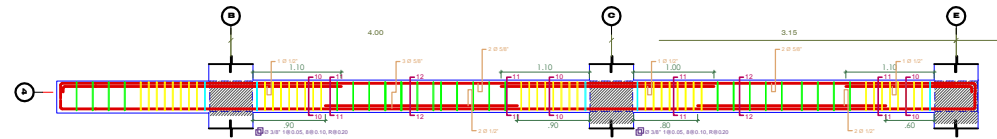
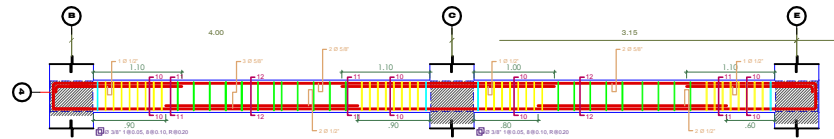
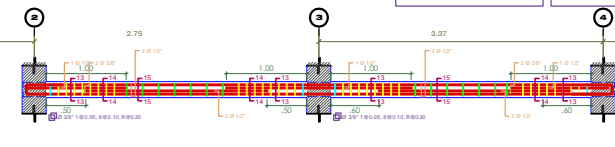
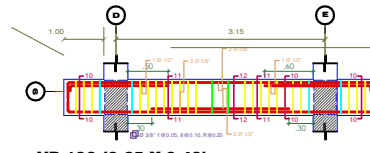
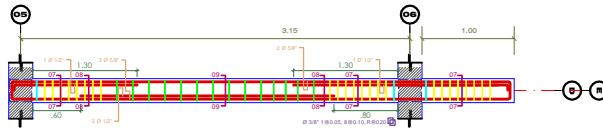
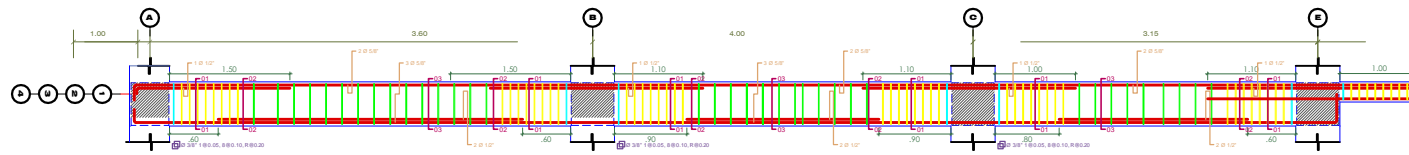
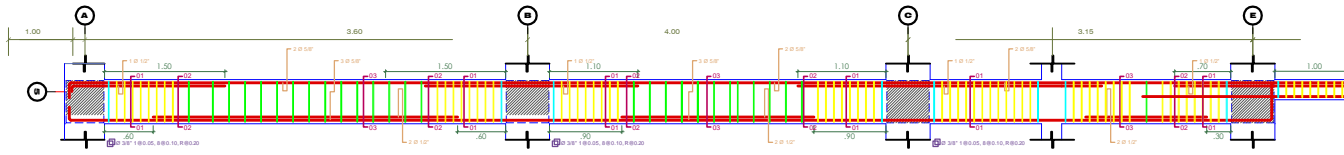
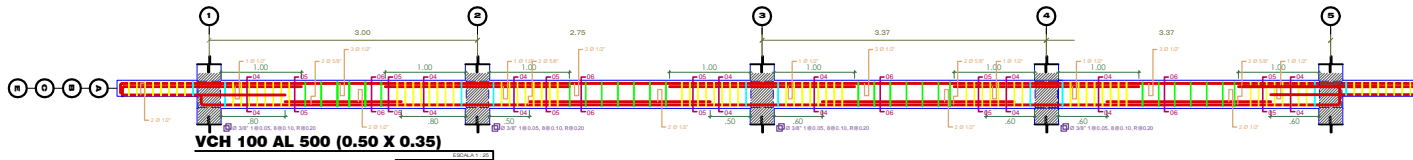
E-03

UBICACIÓN: JIRON SAN ROGUE SIN DISTRITO: SAN JERONIMO PROVINCIA: HUANCAYO DEPARTAMENTO: JUNIN

PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA

PROFESIONAL: C.A.P. - C.I.P.

FECHA: OCTUBRE 2017 DIBUJO: UMBRELLAS ESCALA: 1:50



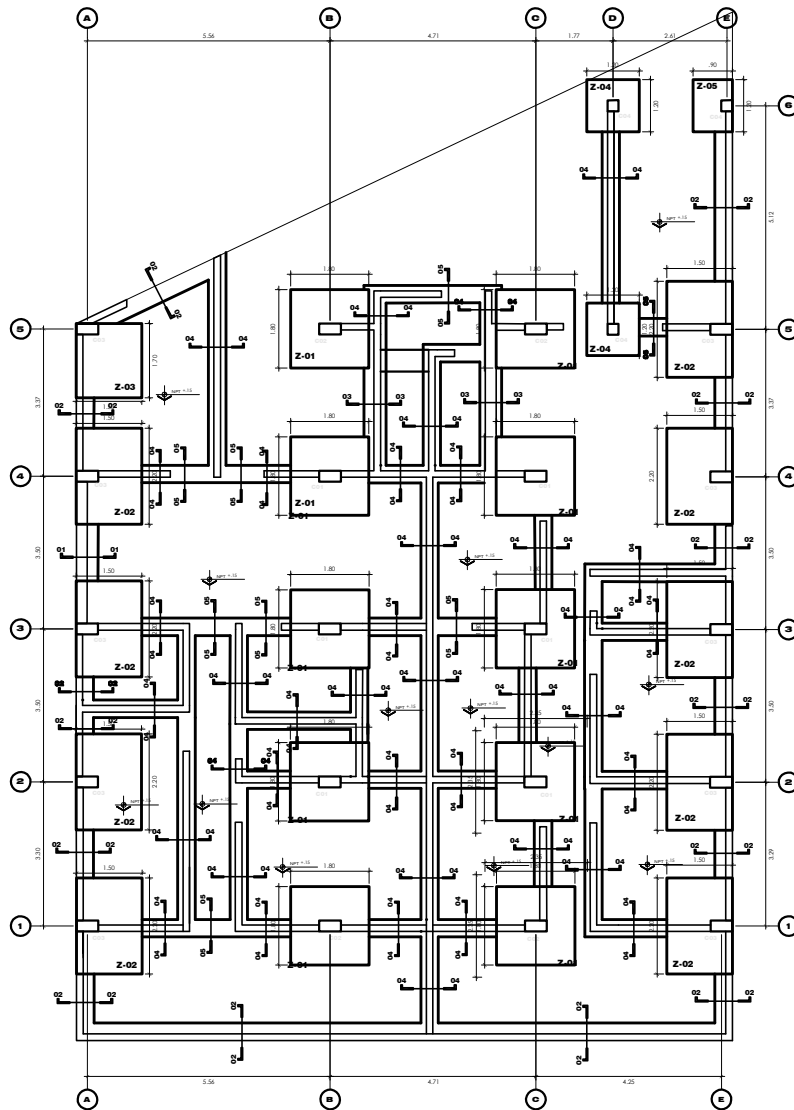
PROYECTO:
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"

PLANO:
ESTRUCTURAS
CONTENIDO:
DETALLE DE VIGAS **E-05**

UBICACIÓN: JIRÓN SAN ROQUE SIN DISTRITO: SAN JERONIMO PROVINCIA: HUANCAYO DEPARTAMENTO: JUNIN
PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
PROFESIONAL: C.A.P. - C.I.P.
FECHA: OCTUBRE 2017 DIBUJO: UMBRELLASAC ESCALA: 1/25

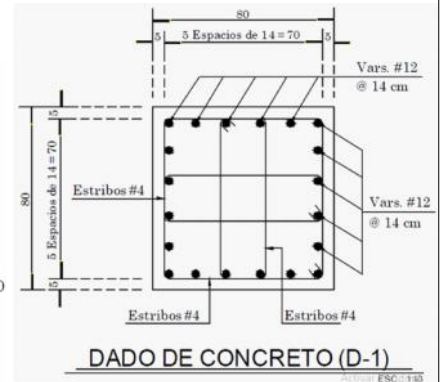
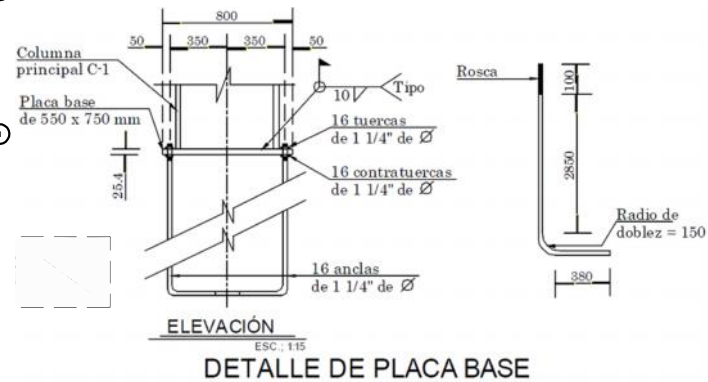
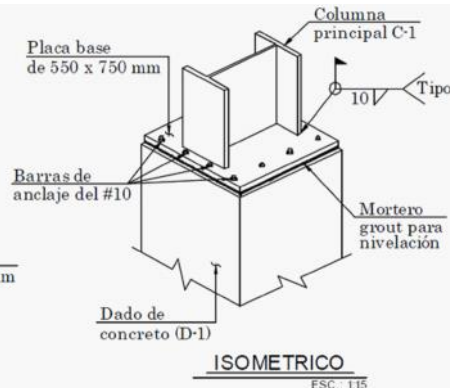
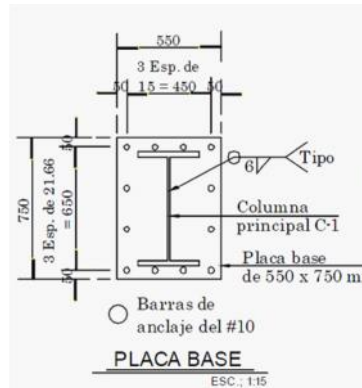
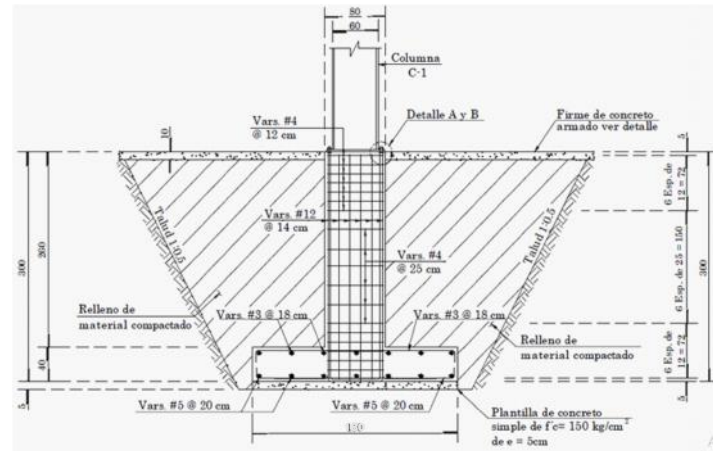
ANEXO Nº 16

PLANOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO ESTRUCTURAL

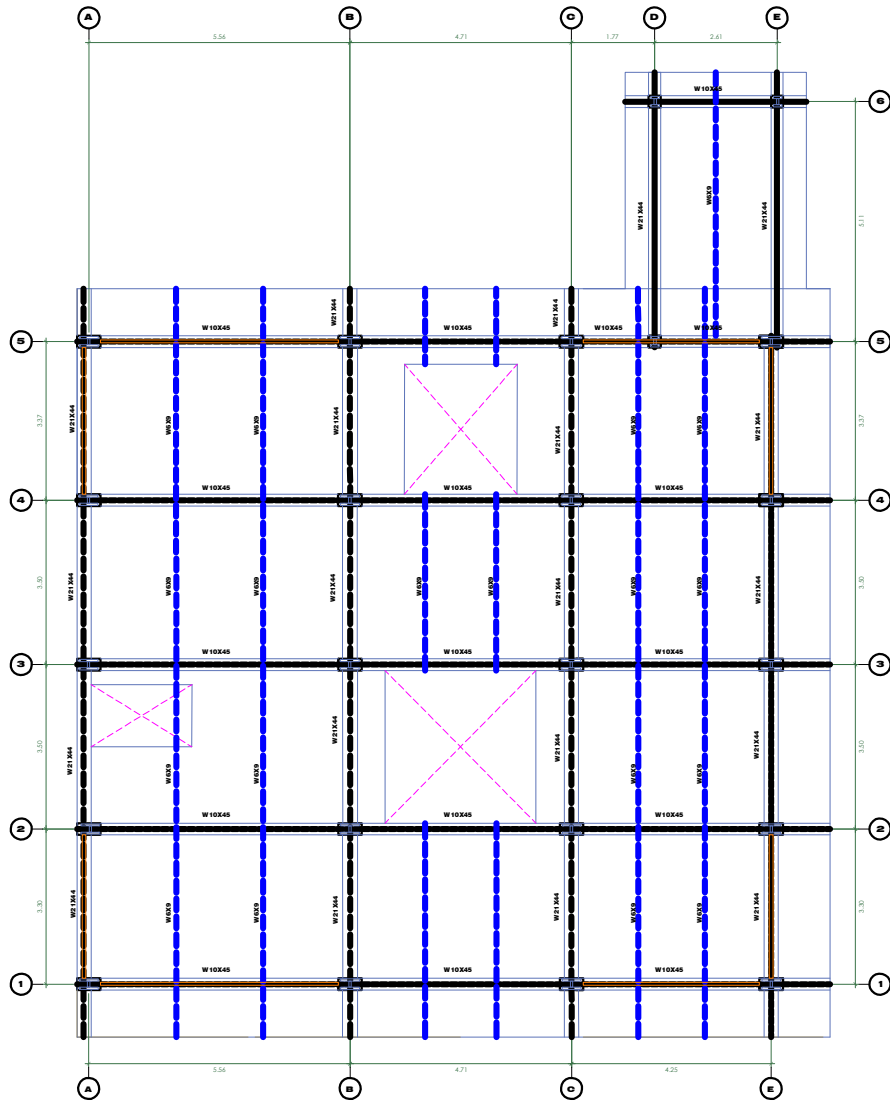


CIMENTACION

ESCALA: 1/50

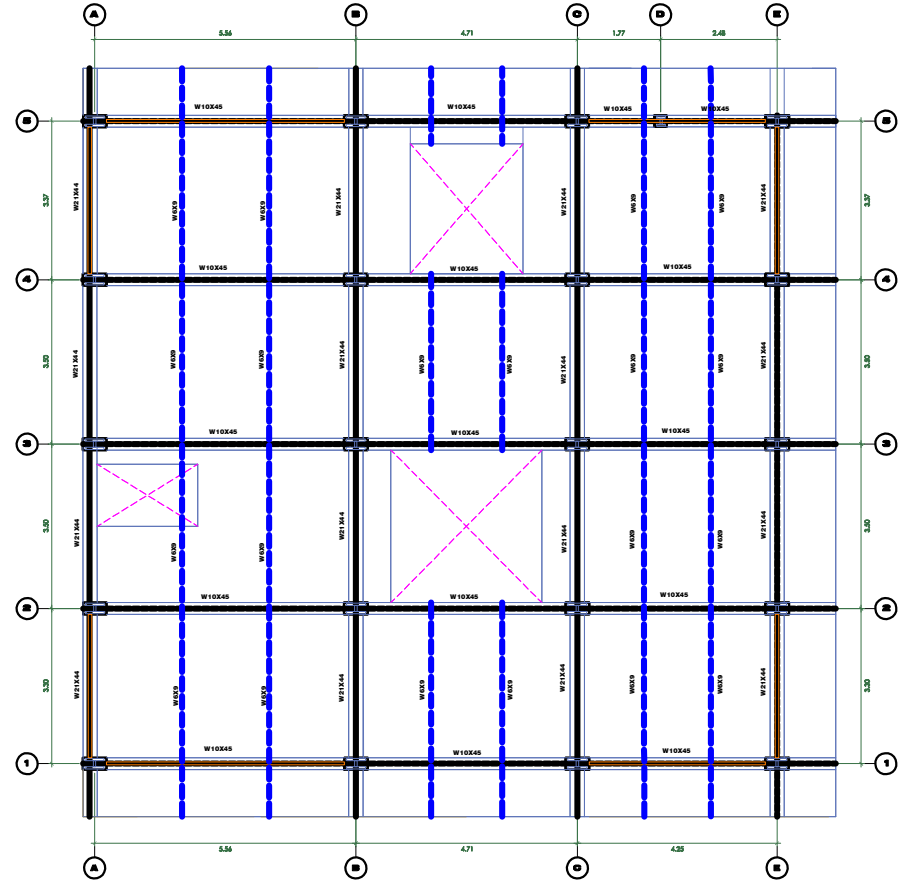


PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"			
PLANO: ESTRUCTURAS		E-01	
CONTENIDO: CIMENTACION			
UBICACIÓN: JIRON SAN ROQUE SIN	DISEÑO: SAN JERONIMO	PROVINCIA: HUANCAYO	DEPARTAMENTO: JUNIN
PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:		C.A.F. - C.I.P.	
FECHA: OCTUBRE 2017	DIBUJO: CARLOS CRUZ		ESCALA: 1:50



PRIMER TECHO

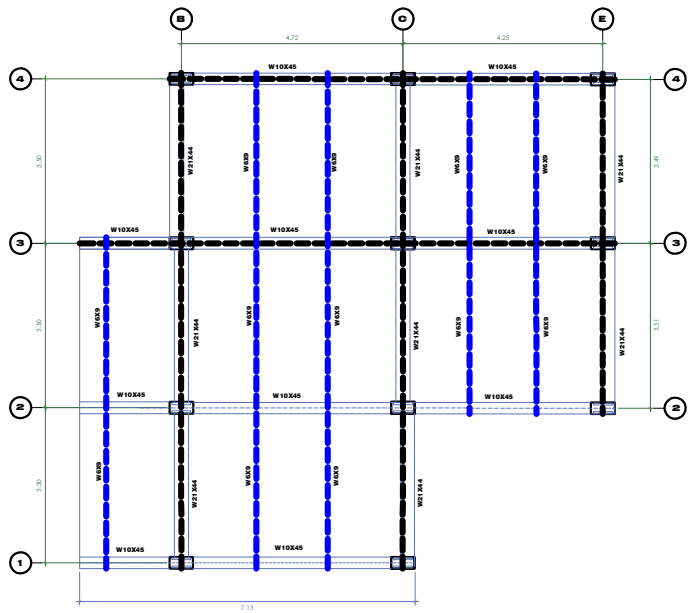
ESCALA 1/20



2º, 3º, 4º y 5º TECHO

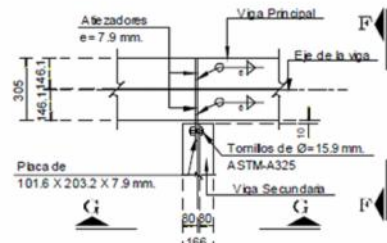
ESCALA 1/20

PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"			
PLANO: ESTRUCTURAS		E-03	
CONTENIDO: PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO ACERO			
UBICACIÓN: JIRÓN SAN ROGUE SIN	DISTRITO: SAN JERONIMO	PROVINCIA: HUANCAYO	DEPARTAMENTO: JUNIN
PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA			
PROFESIONAL:			C.A.P. - C.I.P.
FECHA: OCTUBRE 2017	DIBUJO: UMBRELLASAO		ESCALA: 1:50



6° TECHO

ESCALA: 1:50



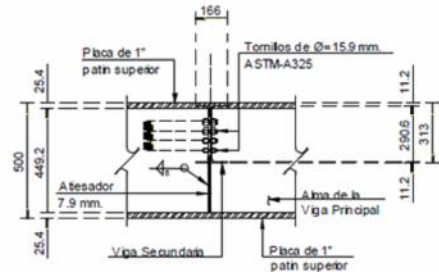
PLANTA - CONEXIÓN TIPO 1

ESC.: 1:20



PLANTA - CONEXIÓN TIPO 2

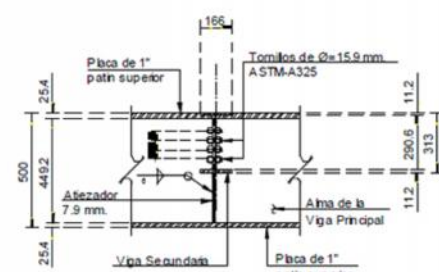
ESC.: 1:20



ELEVACIÓN CORTE F-F

(CONEXIÓN TIPO 1)

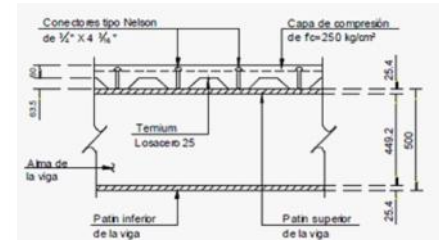
ESC.: 1:20



ELEVACIÓN CORTE H-H

(CONEXIÓN TIPO 2)

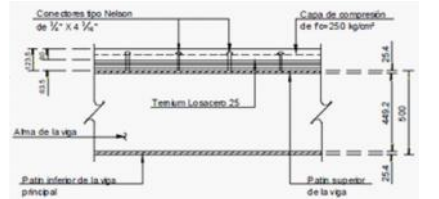
ESC.: 1:20



VISTA LATERAL



ELEVACIÓN



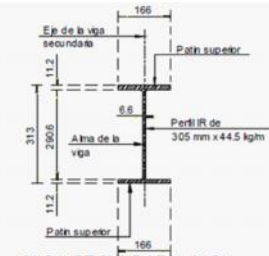
VISTA LATERAL



ELEVACIÓN

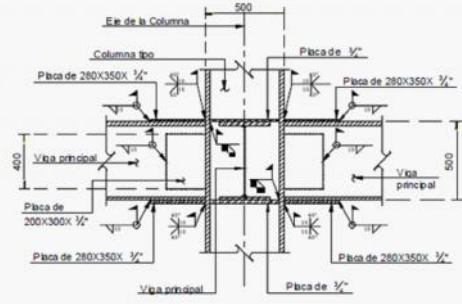
LAMINA CON NERVADURAS PARALELAS A LA VIGA

ESC.: 1:20



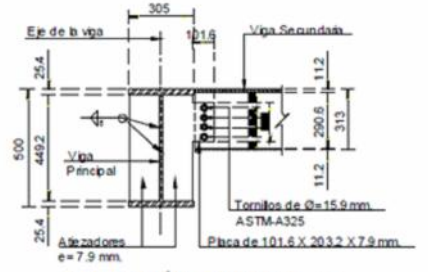
VIGA SECUNDARIA (V-S)

ESC.: 1:10



CORTE J-J

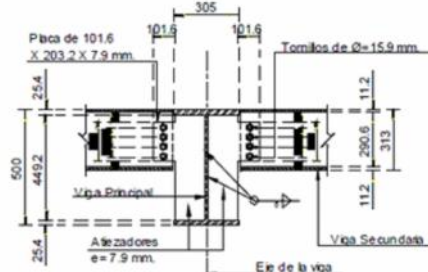
ESC.: 1:20



ELEVACIÓN CORTE G-G

(CONEXIÓN TIPO 1)

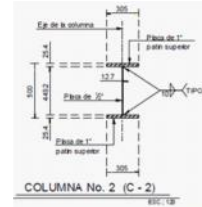
ESC.: 1:20



ELEVACIÓN CORTE I-I

(CONEXIÓN TIPO 2)

ESC.: 1:20



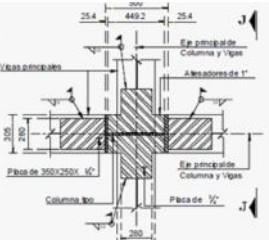
COLUMNA No. 2 (C-2)



VIGA PRINCIPAL No. 2 (VP-2)



VIGA SECUNDARIA (V-S)



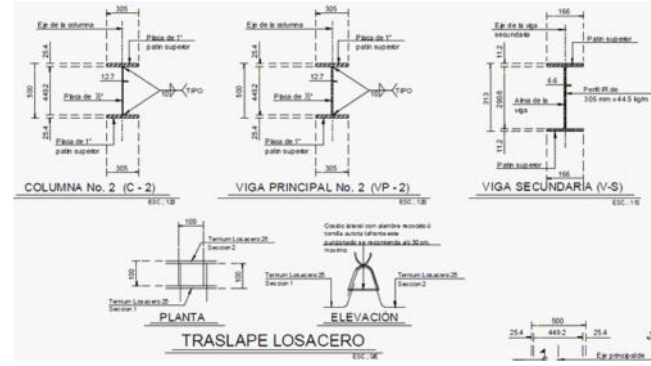
DETALLE NO. 1

ESC.: 1:20



DETALLES DE LOSA EN BORDES

ESC.: 1:20



TRASLAPE LOSACERO

ESC.: 1:20

PROYECTO:
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS "LAS COLINAS DE CHALAY"

PLANO:
ESTRUCTURAS
CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURA DE TECHO ACERO **E-04**

UBICACIÓN: JIRON SAN ROQUE SIN DISTRITO: SAN JERONIMO PROVINCIA: HUANCAYO DEPARTAMENTO: JUNIN
PROPIETARIO: SRA. LUZ AMANDA LAURA MENDOZA
PROFESIONAL: C.A.P. - C.I.P.
FECHA: OCTUBRE 2017 DIBUJO: UMBRELLAS S.A. ESCALA: 1:50