

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIEROS CIVILES**

**TEMA:
“EVALUACIÓN TÉCNICA ECONÓMICA DEL DISEÑO ENTRE LOSA
NERVADA Y LOSA CON PLACA COLABORANTE DE UNA ESTRUCTURA
DE CINCO PLANTAS Y UN SUBSUELO UBICADO EN EL SECTOR AGUA
CLARA, AL NORTE DE LA CIUDAD DE QUITO”**

**AUTORES:
CAMARGO GAONA LUIS ANTONIO
GUAMINGA MICHO JOSÉ ESTEBAN**

**TUTOR:
DAVID PATRICIO GUERRERO CUASAPAZ**

Quito, septiembre del 2019

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORES

Nosotros Luis Antonio Camargo Gaona y José Esteban Guaminga Micho, con documento de identificación N° 040130305-2 y 172265482-7 respectivamente, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: "EVALUACIÓN TÉCNICA ECONÓMICA DEL DISEÑO ENTRE LOSA NERVADA Y LOSA CON PLACA COLABORANTE DE UNA ESTRUCTURA DE CINCO PLANTAS Y UN SUBSUELO UBICADO EN EL SECTOR AGUA CLARA, AL NORTE DE LA CIUDAD DE QUITO", mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIERO CIVIL, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



Nombre: Luis Antonio Camargo Gaona

Cédula: 040130305-2



Nombre: José Esteban Guaminga Micho

Cédula: 172265482-7

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el proyecto técnico, con el tema: “EVALUACIÓN TÉCNICA ECONÓMICA DEL DISEÑO ENTRE LOSA NERVADA Y LOSA CON PLACA COLABORANTE DE UNA ESTRUCTURA DE CINCO PLANTAS Y UN SUBSUELO UBICADO EN EL SECTOR AGUA CLARA, AL NORTE DE LA CIUDAD DE QUITO”, realizado por Luis Antonio Camargo Gaona y José Esteban Guaminga Micho, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, septiembre del 2019



.....
David Patricio Guerrero Cuasapaz
Cédula: 171521597-4

ÍNDICE

Capítulo I.....	1
1. GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación.....	3
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Específicos.....	4
Capítulo II.....	6
2. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Losas nervadas de hormigón armado.....	6
2.1.1. Diafragma de piso rígido.....	8
2.2. Losa de placa colaborante (Steel Deck).....	10
2.2.1. Diafragma de piso flexible y semi-rígido.....	12
Capítulo III.....	18
3. PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	18
3.1. Generalidades del proyecto.....	18
3.1.1. Observaciones específicas de Edificio Escultores.....	19
3.2. Materiales.....	19
3.3. Análisis de cargas.....	21
3.3.1. Cargas gravitatorias.....	22
3.3.1.1. Carga muerta.....	22
3.3.1.2. Carga viva.....	22
3.3.1.3. Análisis de carga en estructura de hormigón armado.....	24
3.3.1.4. Análisis de carga en estructura mixta.....	30
3.3.2. Cargas sísmicas.....	34
3.3.2.1. Factor de zona sísmica (Z).....	35
3.3.2.2. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	36
3.3.2.3. Espectro de diseño.....	39
3.3.2.4. Factor de importancia (I).....	40
3.3.2.5. Factor de reducción de resistencia sísmica.....	41
3.3.2.6. Configuración estructural.....	42
3.3.2.7. Coeficientes de irregularidad en planta y en elevación.....	43
3.3.2.8. Cortante basal de diseño (V).....	45
3.3.2.9. Periodo fundamental de vibración (T).....	46
3.3.2.10. Distribución de fuerzas laterales.....	48
3.3.2.11. Distribución de fuerzas laterales en estructura de hormigón armado.....	49
3.3.2.12. Distribución de fuerzas laterales en estructura mixta.....	50
3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales en hormigón armado.....	51
3.4.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales.....	51
3.4.1.1. Pre-dimensionamiento de losas nervadas.....	51
3.4.1.2. Pre-dimensionamiento de vigas.....	57
3.4.2. Pre-dimensionamiento de elementos verticales.....	66
3.4.2.1. Pre-dimensionamiento de columnas.....	66
3.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales en estructura mixta.....	71
3.5.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales.....	72

3.5.1.1. Pre-dimensionamiento de losa con placa colaborante	72
3.5.1.2. Pre-dimensionamiento de viguetas laminadas en caliente	76
3.5.1.3. Pre-dimensionamiento de vigas	80
3.5.2. Pre-dimensionamiento de elementos verticales	85
3.5.2.1. Pre-dimensionamiento de columnas	85
3.6. Pre-dimensionamiento de cimentación	90
3.6.1. Pre-dimensionamiento de cimentación para estructura de hormigón armado	91
3.6.2. Pre-dimensionamiento de cimentación para estructura mixta	94
Capítulo IV	97
4. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	97
4.1. Modelación de la estructura de hormigón armado	104
4.1.1. Modelación de losa nervada	104
4.1.2. Modelación de vigas	105
4.1.3. Modelación de columnas	106
4.1.4. Modelación de cimentación	107
4.1.5. Modelación de la estructura completa	111
4.1.5.1. Configuración estructural	112
4.1.5.2. Configuración de Diseño	116
4.1.6. Tabulación y análisis de resultados obtenidos	118
4.2. Modelación de la estructura mixta	123
4.2.1. Modelación de placa colaborante (Steel Deck)	124
4.2.2. Modelación de vigas de hormigón armado	124
4.2.3. Modelación de viguetas en acero estructural	125
4.2.4. Modelación de columnas en hormigón armado	126
4.2.5. Modelación de cimentación	127
4.2.6. Modelación de la estructura completa	129
4.2.6.1. Configuración estructural	130
4.2.6.2. Configuración de Diseño	134
4.2.7. Tabulación y análisis de resultados obtenidos	137
4.3. Controles sísmicos de la estructura	141
4.3.1. Controles de la estructura de hormigón armado	142
4.3.1.1. Control de derivas de piso	142
4.3.1.2. Control de fuerzas laterales	145
4.3.2. Controles de la estructura mixta	147
4.3.2.1. Control de derivas de piso	147
4.3.2.2. Control de fuerzas laterales	148
Capítulo V	151
5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	151
5.1. Diseño de las estructuras en hormigón armado	151
5.1.1. Diseño de losa nervada	151
5.1.1.1. Diseño a corte de la losa	151
5.1.1.2. Diseño a flexión de la losa	155
5.1.1.3. Cálculo de flechas	160
5.1.2. Diseño de vigas	160
5.1.2.1. Diseño a flexión en hormigón armado	160
5.1.2.2. Diseño a corte en vigas por capacidad	165

5.1.3. Diseño de columnas.....	170
5.1.3.1. Diseño a flexo-compresión en columnas	170
5.1.3.2. Diseño a corte en columnas	178
5.1.4. Diseño de cimentación.....	184
5.1.4.1. Diseño a flexión de vigas de cimentación.....	186
5.1.4.2. Diseño a corte de vigas de cimentación.....	190
5.1.4.3. Armado por temperatura de vigas de cimentación	193
5.1.5. Diseño de estructura completa.....	195
5.1.6. Tabulación y análisis de resultados obtenidos.....	206
5.1.6.1. Diafragmas de piso	206
5.1.6.2. Losa nervada	208
5.1.6.3. Vigas de hormigón armado.....	210
5.1.6.4. Columnas de hormigón armado	224
5.1.6.5. Muros estructurales.....	225
5.1.6.6. Muros de sótano.....	228
5.1.6.7. Vigas de cimentación.....	231
5.2. Diseño de las estructuras en estructura mixta	236
5.2.1. Diseño de losa colaborante (Steel Deck).....	236
5.2.1.1. Determinación de la deflexión de la losa colaborante Steel-Deck actuando como encofrado	237
5.2.1.2. Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-Deck	239
5.2.1.3. Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto.....	241
5.2.1.4. Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto.....	243
5.2.1.5. Diseño por cortante de la losa colaborante Steel Deck.....	248
5.2.2. Diseño de las vigas en hormigón armado	249
5.2.2.1. Diseño a flexión en hormigón armado.....	249
5.2.2.2. Diseño a corte de vigas por capacidad.....	254
5.2.3. Diseño de viguetas en acero estructural.....	259
5.2.3.1. Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión.....	260
5.2.3.2. Determinación del ancho efectivo	264
5.2.3.3. Verificación de estados límites de resistencia	266
5.2.3.4. Verificación de las condiciones de servicio.....	270
5.2.3.5. Diseño de conectores de cortante.....	271
5.2.4. Diseño de columnas.....	274
5.2.4.1. Diseño a flexo-compresión en columnas	274
5.2.4.2. Diseño a corte en columnas	281
5.2.5. Diseño de cimentación.....	288
5.2.5.1. Diseño a flexión de vigas de cimentación.....	290
5.2.5.2. Diseño a corte de vigas de cimentación.....	294
5.2.5.3. Armado por temperatura de vigas de cimentación	297
5.2.6. Diseño de estructura completa.....	299
5.2.7. Tabulación y análisis de resultados	310
5.2.7.1. Diafragmas de piso	310
5.2.7.2. Losa de placa colaborante.....	311

5.2.7.3. Vigas de hormigón armado	315
5.2.7.4. Vigas de acero estructural	328
5.2.7.5. Columnas de hormigón armado	332
5.2.7.6. Muros estructurales	334
5.2.7.7. Muros de contención	336
5.2.7.8. Vigas de cimentación	339
Capítulo VI	344
6. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	344
6.1. Presupuesto estructura de hormigón armado	345
6.2. Presupuesto estructura mixta	372
Capítulo VII	397
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	397
Bibliografía	401

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características arquitectónicas del proyecto	18
Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales de hormigón armado	20
Tabla 3. Propiedades mecánicas de los materiales de acero estructural laminados en caliente	21
Tabla 4. Pesos unitarios para carga muerta	22
Tabla 5. Valores referenciales para carga viva	23
Tabla 6. Análisis de cargas verticales subsuelo. Estructura de hormigón armado	27
Tabla 7. Análisis de cargas verticales piso 1. Estructura de hormigón armado	27
Tabla 8. Análisis de cargas verticales piso 2. Estructura de hormigón armado	28
Tabla 9. Análisis de cargas verticales piso 3. Estructura de hormigón armado	28
Tabla 10. Análisis de cargas verticales piso 4. Estructura de hormigón armado	29
Tabla 11. Análisis de cargas verticales piso 5. Estructura de hormigón armado	29
Tabla 12. Análisis de cargas verticales tapa grada. Estructura de hormigón armado	30
Tabla 13. Análisis de cargas verticales subsuelo. Estructura mixta	31
Tabla 14. Análisis de cargas verticales piso 1. Estructura mixta	31
Tabla 15. Análisis de cargas verticales piso 2. Estructura mixta	32
Tabla 16. Análisis de cargas verticales piso 3. Estructura mixta	32
Tabla 17. Análisis de cargas verticales piso 4. Estructura mixta	33
Tabla 18. Análisis de cargas verticales piso 5. Estructura mixta	33
Tabla 19. Análisis de cargas verticales tapa grada. Estructura mixta	34
Tabla 20. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	36
Tabla 21. Clasificación de los perfiles del suelo	37
Tabla 22. Coeficientes de perfil del suelo F_a , F_d y F_s	38
Tabla 23. Factor de importancia (I). Tipo de uso e importancia de la estructura	41
Tabla 24. Coeficientes de reducción sísmica para sistemas estructurales dúctiles	42
Tabla 25. Configuraciones estructurales recomendadas	43
Tabla 26. Coeficientes de irregularidad en planta, ϕ_P	44
Tabla 27. Coeficientes de irregularidad en elevación, ϕ_E	45
Tabla 28. Coeficiente C_t de acuerdo al tipo de estructura	47
Tabla 29. Distribución de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura de hormigón armado	49
Tabla 30. Distribución de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura de hormigón armado	50
Tabla 31. Distribución de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura mixta	50
Tabla 32. Distribución de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura mixta	51
Tabla 33. Materiales y geometría del panel a pre-dimensionar. Estructura de hormigón armado	52
Tabla 34. Altura mínima de losa maciza. Estructura de hormigón armado	53
Tabla 35. Altura de losa nervada. Estructura de hormigón armado	55
Tabla 36. Carga muerta de losa nervada. Estructura de hormigón armado	56
Tabla 37. Coeficiente para momentos positivo y negativo en vanos interiores	58
Tabla 38. Coeficiente para momentos positivo y negativo en vanos exteriores	59
Tabla 39. Materiales y geometría de paneles adyacentes a viga interna. Estructura de hormigón armado	61

Tabla 40. Geometría de la viga interna y cargas aplicadas. Estructura de hormigón armado	62
Tabla 41. Momento último de diseño de viga interna. Estructura de hormigón armado	63
Tabla 42. Pre-dimensionamiento de viga interna. Estructura de hormigón armado	65
Tabla 43. Secciones preliminares de vigas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura de hormigón armado	66
Tabla 44. Materiales y geometría de área cooperante de columna interna. Estructura de hormigón armado	68
Tabla 45. Geometría de la columna interna y cargas aplicadas. Estructura de hormigón armado	69
Tabla 46. Carga axial última de diseño de columna interna. Estructura de hormigón armado	69
Tabla 47. Pre-dimensionamiento de columna interna. Estructura de hormigón armado	70
Tabla 48. Secciones preliminares de columnas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura de hormigón armado	71
Tabla 49. Materiales y geometría de panel a pre-dimensionar para losa deck. Estructura mixta	73
Tabla 50. Dimensiones de placa colaborante (deck). Estructura mixta	75
Tabla 51. Materiales y geometría del panel para vigueta. Estructura mixta	76
Tabla 52. Características de la vigueta y cargas aplicadas. Estructura mixta	77
Tabla 53. Momento último de diseño de vigueta. Estructura mixta	78
Tabla 54. Secciones preliminares de viguetas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta	79
Tabla 55. Materiales y geometría de paneles adyacentes a viga interna. Estructura mixta	81
Tabla 56. Geometría de la viga interna y cargas aplicadas. Estructura mixta	81
Tabla 57. Momento último de diseño de viga interna. Estructura mixta	83
Tabla 58. Pre-dimensionamiento de viga interna. Estructura mixta	84
Tabla 59. Secciones preliminares de vigas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta	85
Tabla 60. Materiales y geometría de área cooperante de columna interna. Estructura mixta	86
Tabla 61. Geometría de la columna interna y cargas aplicadas. Estructura mixta.....	87
Tabla 62. Carga axial última de diseño de columna interna. Estructura mixta.....	88
Tabla 63. Pre-dimensionamiento de columna interna. Estructura mixta	89
Tabla 64. Secciones preliminares de columnas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta	89
Tabla 65. Combinaciones de cargas. Estructura de hormigón armado	117
Tabla 66. Análisis modal de la primera iteración. Estructura de hormigón armado.....	118
Tabla 67. Periodo fundamental de vibración calculado por el método 1 y método 2, según NEC-SE-DS. Estructura de hormigón armado.....	119
Tabla 68. Control de variación en periodos de vibración. Estructura de hormigón armado	119
Tabla 69. Porcentajes recomendados para comportamiento estructural.	120
Tabla 70. Participación de masa. Estructura de hormigón armado	121

Tabla 71. Evaluación de parámetros para sismo de diseño. Estructura de hormigón armado	122
Tabla 72. Coeficiente de cortante basal [Cv] para sismo estático. Estructura de hormigón armado	123
Tabla 73. Combinaciones de cargas. Estructura mixta	135
Tabla 74. Análisis modal de la primera iteración. Estructura mixta	137
Tabla 75. Periodo fundamental de vibración calculado por el método 1 y método 2. Estructura mixta	137
Tabla 76. Control de variación en periodos de vibración. Estructura mixta	138
Tabla 77. Participación de masa. Estructura mixta	139
Tabla 78. Evaluación de parámetros para sismo de diseño. Estructura mixta	140
Tabla 79. Coeficiente de cortante basal [Cv] para sismo estático. Estructura mixta	141
Tabla 80. Derivas de piso máxima, expresados en fracción	142
Tabla 81. Derivas de piso por sismo en “x” [EX]. Estructura de hormigón armado	143
Tabla 82. Derivas de piso por sismo en “y” [EY]. Estructura de hormigón armado	144
Tabla 83. Fuerzas laterales en dirección “x” calculadas manualmente y por Etabs v16. Estructura de hormigón armado	145
Tabla 84. Fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y por Etabs v16. Estructura de hormigón armado	146
Tabla 85. Derivas de piso por sismo en “x” [EX]. Estructura mixta	147
Tabla 86. Derivas de piso por sismo en “y” [EY]. Estructura mixta	148
Tabla 87. Fuerzas laterales en dirección “x” calculadas manualmente y por Etabs v.16. Estructura mixta	149
Tabla 88. Fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y por Etabs v.16. Estructura mixta	150
Tabla 89. Datos para el diseño a corte de la losa. Estructura de hormigón armado.	154
Tabla 90. Cálculo de macizado para losa nervada, eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado	155
Tabla 91. Cálculo de armadura a flexión en nervios de losa, eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado	158
Tabla 92. Secciones de la viga. Estructura de hormigón armado	162
Tabla 93. Diseño a flexión para momento negativo. Estructura de hormigón armado.162	
Tabla 94. Diseño a flexión para momento positivo. Estructura de hormigón armado..164	
Tabla 95. Separación de estribos de viga. Estructura de hormigón armado	167
Tabla 96. Diseño de corte por capacidad de viga. Estructura de hormigón armado	168
Tabla 97. Sección de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado ...	172
Tabla 98. Diseño a flexo-compresión de la columna, pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado	172
Tabla 99. Chequeo a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado	174
Tabla 100. Separación de estribos en columnas. Estructura de hormigón armado	179
Tabla 101. Diseño por cortante de columna. Estructura de hormigón armado	181
Tabla 102. Verificación a corte directo para viga de cimentación, eje 5. Estructura de hormigón armado	186

Tabla 103. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura de hormigón armado	188
Tabla 104. Armadura de piel para viga de cimentación de sección T invertida eje 5. Estructura de hormigón armado	189
Tabla 105. Espaciamiento máximo del acero a corte. Estructura de hormigón armado	191
Tabla 106. Acero de refuerzo a cortante. Estructura de hormigón armado	192
Tabla 107. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado	193
Tabla 108. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado	194
Tabla 109. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “x”. Estructura de hormigón armado	207
Tabla 110. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “y”. Estructura de hormigón armado	207
Tabla 111. Resultados de losa nervada tipo I: Subsuelo. Estructura de hormigón armado	208
Tabla 112. Resultados de losa nervada tipo II y III: Piso 1-2-3-4-5. Estructura de hormigón armado	209
Tabla 113. Resultados de losa nervada tipo I, subsuelo. Estructura de hormigón armado	210
Tabla 114. Vigas tipo. Estructura de hormigón armado	210
Tabla 115. Resultados de viga tipo I. Estructura de hormigón armado	212
Tabla 116. Resultados de viga tipo II. Estructura de hormigón armado	214
Tabla 117. Resultados de viga tipo III. Estructura de hormigón armado	216
Tabla 118. Resultados de viga tipo IV. Estructura de hormigón armado	218
Tabla 119. Resultados de viga tipo V. Estructura de hormigón armado	220
Tabla 120. Resultados de viga tipo VI. Estructura de hormigón armado	222
Tabla 121. Vigas tipo. Estructura de hormigón armado	224
Tabla 122. Resultados de columna tipo I. Estructura de hormigón armado	224
Tabla 123. Resultados de columna tipo II. Estructura de hormigón armado	225
Tabla 124. Resultados del muro de corte tipo I. Estructura de hormigón armado	226
Tabla 125. Resultados del muro de corte tipo II. Estructura de hormigón armado	227
Tabla 126. Resultados de muro de sótano tipo I. Estructura de hormigón armado	229
Tabla 127. Resultados de muro de sótano tipo II. Estructura de hormigón armado	230
Tabla 128. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo I. Estructura de hormigón armado	232
Tabla 129. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo II. Estructura de hormigón armado	233
Tabla 130. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo III. Estructura de hormigón armado	235
Tabla 131. Datos para losa colaborante Steel Deck. Estructura mixta	236
Tabla 132. Momento de inercia en la sección transformada fisurada. Estructura mixta	243
Tabla 133. Momento de inercia en la sección transformada fisurada. Estructura mixta	245

Tabla 134. Secciones de viga, vano 2 del pórtico 2. Estructura mixta	251
Tabla 135. Diseño a flexión para momento negativo, vano 2 pórtico 2. Estructura mixta	251
Tabla 136. Diseño a flexión para momento positivo, vano 2 pórtico 2. Estructura mixta	253
Tabla 137. Separación de estribos de viga. Estructura mixta	256
Tabla 138. Diseño de corte por capacidad de viga. Estructura mixta	257
Tabla 139. Razones ancho – espesor de elementos en compresión de miembros en flexión para elementos no atiesados.	261
Tabla 140. Razones ancho – espesor de elementos en compresión de miembros en flexión para elementos atiesados	262
Tabla 141. Datos para verificación de estado límite a la fluencia. Estructura mixta	268
Tabla 142. Datos para verificación de estado límite a corte. Estructura mixta.....	269
Tabla 143. Datos para diseño de conectores de corte. Estructura mixta.....	272
Tabla 144. Sección de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta	275
Tabla 145. Diseño a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta	276
Tabla 146. Chequeo a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta	277
Tabla 147. Separación de estribos en columna. Estructura mixta.....	283
Tabla 148. Diseño por cortante, columnas. Estructura mixta	285
Tabla 149. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura mixta	290
Tabla 150. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura mixta	292
Tabla 151. Armadura de piel para viga de cimentación de sección T invertida eje 5. Estructura mixta	293
Tabla 152. Espaciamiento máximo del acero a corte. Estructura mixta	295
Tabla 153. Acero de refuerzo a cortante. Estructura de hormigón armado	296
Tabla 154. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado	297
Tabla 155. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado	298
Tabla 156. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “x”. Estructura mixta..	311
Tabla 157. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “y”. Estructura mixta..	311
Tabla 158. Resultados de placa colaborante tipo I: Subsuelo. Estructura mixta	313
Tabla 159. Resultados de placa colaborante tipo II: Pisos superiores. Estructura mixta	314
Tabla 160. Vigas tipo. Estructura mixta.....	315
Tabla 161. Resultados de viga tipo I. Estructura mixta	316
Tabla 162. Resultados de viga tipo II. Estructura mixta	318
Tabla 163. Resultados de viga tipo III. Estructura mixta.....	320
Tabla 164. Resultados de viga tipo IV. Estructura mixta	322
Tabla 165. Resultados de viga tipo V. Estructura mixta.....	324
Tabla 166. Resultados de viga tipo VI. Estructura mixta	326
Tabla 167. Vigas secundarias tipo. Estructura mixta.....	328
Tabla 168. Resultados de viga secundaria tipo I. Estructura mixta	329
Tabla 169. Resultados de viga secundaria tipo II. Estructura mixta	329

Tabla 170. Resultados de viga secundaria tipo III. Estructura mixta.....	330
Tabla 171. Resultados de viga secundaria tipo IV. Estructura mixta	330
Tabla 172. Resultados de viga secundaria tipo V. Estructura mixta.....	331
Tabla 173. Resultados de viga secundaria tipo VI. Estructura mixta	331
Tabla 174. Resultados de viga secundaria tipo VII. Estructura mixta	332
Tabla 175. Vigas tipo. Estructura mixta.....	332
Tabla 176. Resultados de columna tipo I. Estructura mixta	333
Tabla 177. Resultados de columna tipo II. Estructura mixta	333
Tabla 178. Resultados del muro de corte tipo I. Estructura mixta.....	335
Tabla 179. Resultados del muro de corte tipo II. Estructura mixta.....	336
Tabla 180. Resultados de muro de sótano tipo I. Estructura mixta.....	337
Tabla 181. Resultados de muro de sótano tipo II. Estructura mixta	338
Tabla 182. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo I. Estructura mixta	340
Tabla 183. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo II. Estructura mixta	341
Tabla 184. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo III. Estructura mixta	343
Tabla 185 Presupuesto referencial de estructuras	344
Tabla 186 Resumen de costos de estructuras.....	344

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Estructura de hormigón armado en el Ecuador.....	2
Figura 2. Estructura mixta en el Ecuador.....	2
Figura 3. Esquema estructural de una losa nervada.	6
Figura 4. Comportamiento de un diafragma rígido ante acción de fuerzas laterales.	9
Figura 5. Esquema de losa con placa colaborante.....	10
Figura 6. Conector de corte.....	11
Figura 7. Diafragma de piso con placa colaborante.....	14
Figura 8. Diafragma flexible.....	17
Figura 9. Sistema estructural del edificio en caso de estudio.	19
Figura 10. Esquema de vistas referenciales en elevación de la estructura.	23
Figura 11. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador.....	36
Figura 12. Espectro elástico de aceleraciones.....	39
Figura 13. Panel crítico de losa a pre-dimensionar. Estructura de hormigón armado.	52
Figura 14. Esquema en elevación de losa nervada. Estructura de hormigón armado.	54
Figura 15. Esquema en planta de losa nervada. Estructura de hormigón armado.	56
Figura 16. Principio de mosaico de cargas. Pre-dimensionamiento de vigas.	57
Figura 17. Determinación de β_1 en función de la resistencia del hormigón f'_c	60
Figura 18. Mosaico de cargas viga interior. Estructura de hormigón armado.	61
Figura 19. Área cooperante columna interior. Estructura de hormigón armado.....	68
Figura 20. Esquema de placa colaborante.....	72
Figura 21. Panel crítico para placa colaborante. Estructura mixta.....	73
Figura 22. Máxima luz sin apuntalar según condiciones de apoyo.....	74
Figura 23. Corte de placa colaborante. Estructura mixta.	75
Figura 24. Esquema de viguetas, panel crítico. Estructura mixta.	76
Figura 25. Esquema de vigueta IPE. Estructura mixta.....	80
Figura 26. Mosaico de cargas viga interior. Estructura mixta.	80
Figura 27. Área cooperante para columna interior. Estructura mixta.	86
Figura 28. Esquema de transferencia de cargas para vigas de cimentación en dos direcciones.....	91
Figura 29. Cargas axiales transferidas a viga de cimentación del eje 5. Estructura de hormigón armado.	92
Figura 30. Corte de la viga de cimentación tipo del eje 5. Estructura de hormigón armado.	93
Figura 31. Cargas axiales transferidas a viga de cimentación del eje 5. Estructura mixta.....	94
Figura 32. Corte de la viga de cimentación tipo del eje 5. Estructura mixta.	96
Figura 33. Ejemplo de determinación de espectro de diseño a partir de espectros de respuesta.....	98
Figura 34. Espectro elástico y reducido para estructuras según NEC-SE-DS.	99
Figura 35. Definición de normativas y códigos de diseño.	100
Figura 36. Definición de líneas de referencia.	100
Figura 37. Definición de materiales, hormigón $f'_c=240$ kg/cm ²	101
Figura 38. Definición de materiales, acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	101

Figura 39. Definición de materiales, acero de estructural $F_y=2536.37$ kg/cm ²	102
Figura 40. Definición de suelo para elemento Shell.	103
Figura 41. Definición de suelo para elemento placa con base $b=130$ cm.	103
Figura 42. Definición de losa nervada, espesor 20 cm. Estructura de hormigón armado.	105
Figura 43. Definición de viga. Estructura de hormigón armado.	105
Figura 44. Definición de columna. Estructura de hormigón armado.	106
Figura 45. Definición de muro, espesor 20 cm. Estructura de hormigón armado.	107
Figura 46. Definición de zapata corrida 70x30 cm. Estructura de hormigón armado. ..	107
Figura 47. Esquema de zapata corrida 70X30 cm. Estructura de hormigón armado.	108
Figura 48. Definición de zona rígida para columna de 30x30 cm. Estructura de hormigón armado.	108
Figura 49. Definición de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura de hormigón armado.	109
Figura 50. Esquema de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura de hormigón armado.	109
Figura 51. Geometría completa. Estructura de hormigón armado.	112
Figura 52. Asignación de diafragmas de piso. Estructura de hormigón armado.	113
Figura 53. Asignación de patrones de carga para primera iteración. Estructura de hormigón armado.	113
Figura 54. Asignación de masa. Estructura de hormigón armado.	114
Figura 55. Asignación de carga de peso propio [PP] en piso 4. Estructura de hormigón armado.	114
Figura 56. Asignación del coeficiente de cortante basal y factor k para sismo estático [EX; EY]. Estructura de hormigón armado.	115
Figura 57. Definición de patrón de carga para sismo dinámico [ESPX; ESPY]. Estructura de hormigón armado.	116
Figura 58. Ingreso de espectro de diseño. Estructura de hormigón armado.	116
Figura 59. Ingreso de combinaciones de cargas. Estructura de hormigón armado.	117
Figura 60. Configuración de opciones de diseño. Estructura de hormigón armado.	118
Figura 61. Espectro de diseño elástico y reducido para análisis dinámico. Estructura de hormigón armado.	123
Figura 62. Definición de placa colaborante, $e=0.65$ mm. Estructura mixta.	124
Figura 63. Definición de viga. Estructura mixta.	125
Figura 64. Definición de viguetas metálicas. Estructura mixta.	125
Figura 65. Restricción de viguetas simplemente apoyadas. Estructura mixta.	126
Figura 66. Definición de columna en ETABS v.16. Estructura mixta.	126
Figura 67. Definición de muro, espesor 20 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.	127
Figura 68. Definición de zapata corrida 70x30 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.	127
Figura 69. Esquema de zapata corrida 70X30 cm. Estructura mixta.	128
Figura 70. Definición de zona rígida para columna de 30x30 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.	128
Figura 71. Definición de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.	129

Figura 72. Esquema de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura mixta.....	129
Figura 73. Geometría completa. Estructura mixta.	130
Figura 74. Asignación de diafragmas de piso. Estructura mixta.....	131
Figura 75. Asignación de patrones de carga para primera iteración. Estructura mixta.	131
Figura 76. Asignación de masa. Estructura mixta.....	132
Figura 77. Asignación de carga de peso propio [PP] en piso 4. Estructura mixta.	132
Figura 78. Asignación del coeficiente de cortante basal y factor k para sismo estático [EX; EY]. Estructura mixta.....	133
Figura 79. Definición de patrón de carga para sismo dinámico [ESPX; ESPY]. Estructura mixta.	134
Figura 80. Ingreso de espectro de diseño. Estructura mixta.	134
Figura 81. Ingreso combinaciones de cargas. Estructura mixta.....	135
Figura 82. Configuración de opciones de diseño para hormigón. Estructura mixta.	136
Figura 83. Configuración de opciones de diseño para acero estructural. Estructura mixta.....	136
Figura 84. Espectro de diseño elástico y reducido para análisis dinámico. Estructura mixta.	141
Figura 85. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “x”. Estructura de hormigón armado.	143
Figura 86. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “y”. Estructura de hormigón armado.	144
Figura 87. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura de hormigón armado.	145
Figura 88. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura de hormigón armado.	146
Figura 89. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “x”. Estructura mixta.	147
Figura 90. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “y”. Estructura mixta.	148
Figura 91. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura mixta.....	149
Figura 92. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura mixta.....	150
Figura 93. Distribución 10-40-10-40 de losa nervada a diseñar.	151
Figura 94. Esquema de macizado mínimo en losa.	152
Figura 95. Esfuerzos de corte en losa de la planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.....	153
Figura 96. Diagrama de cortante del eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.....	154
Figura 97. Definición de pórtico equivalente.....	156
Figura 98. Esfuerzos de flexión en losa de la planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.	156

Figura 99. Diagrama de momentos de franja media entre eje 1-2 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.....	157
Figura 100. Cantidades de acero de refuerzo por flexión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.....	161
Figura 101. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.....	166
Figura 102. Cantidades de acero de refuerzo por flexo-compresión, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.....	171
Figura 103. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.42$	176
Figura 104. Diagrama de interacción para columnas R4-60.9 $K_n=0.39$	176
Figura 105. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico 2. Estructura de hormigón armado.....	178
Figura 106. Diagrama de interacción columna de 35 x 50 cm. Estructura de hormigón armado.....	183
Figura 107. Cimentación de la estructura de hormigón armado.....	184
Figura 108. Viga de cimentación de sección T invertida, eje 5. Estructura de hormigón armado.....	185
Figura 109. Esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte.....	190
Figura 110. Esquema de armado por temperatura. Estructura de hormigón armado.....	194
Figura 111. Planta N -0.00, subsuelo. Estructura de hormigón armado.....	196
Figura 112. Planta N +2.70, primer piso. Estructura de hormigón armado.....	196
Figura 113. Planta N +5.40, segundo piso. Estructura de hormigón armado.....	197
Figura 114. Planta N +8.10, tercer piso. Estructura de hormigón armado.....	197
Figura 115. Planta N +10.80, cuarto piso. Estructura de hormigón armado.....	198
Figura 116. Planta N +13.50, quinto piso. Estructura de hormigón armado.....	198
Figura 117. Planta N +16.20, tapa grada. Estructura de hormigón armado.....	199
Figura 118. Pórtico 1. Estructura de hormigón armado.....	200
Figura 119. Pórtico 2. Estructura de hormigón armado.....	200
Figura 120. Pórtico 3. Estructura de hormigón armado.....	201
Figura 121. Pórtico 4. Estructura de hormigón armado.....	201
Figura 122. Pórtico 5. Estructura de hormigón armado.....	202
Figura 123. Pórtico V1. Estructura de hormigón armado.....	202
Figura 124. Pórtico 6. Estructura de hormigón armado.....	203
Figura 125. Pórtico 7. Estructura de hormigón armado.....	203
Figura 126. Pórtico A. Estructura de hormigón armado.....	203
Figura 127. Pórtico B. Estructura de hormigón armado.....	204
Figura 128. Pórtico C. Estructura de hormigón armado.....	204
Figura 129. Pórtico D. Estructura de hormigón armado.....	205
Figura 130. Pórtico E. Estructura de hormigón armado.....	205
Figura 131. Muro de corte entre ejes 5E y 6E. Estructura de hormigón armado.....	226
Figura 132. Muro de corte entre ejes 3B y 4B. Estructura de hormigón armado.....	227
Figura 133. Esquema de muro de sótano. Estructura de hormigón armado.....	228
Figura 134. Esquema de viga de cimentación sección T. Estructura de hormigón armado.....	231

Figura 135. Esquema de viga de cimentación sección L. Estructura de hormigón armado.	233
Figura 136. Esquema de viga de cimentación sección rectangular. Estructura de hormigón armado.	234
Figura 137. Detalle constructivo losa colaborante Steel Deck.	236
Figura 138. Esquema de vanos de losa deck. Estructura mixta.	238
Figura 139. Flexión de la losa colaborante Steel Deck, tres vanos. Estructura mixta.	241
Figura 140. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada fisurada. Estructura mixta.	243
Figura 141. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada no fisurada. Estructura mixta.	245
Figura 142. Área contribuyente para cortante, losa colaborante Steel Deck. Estructura mixta.	248
Figura 143. Cantidades de acero de refuerzo por flexión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.	250
Figura 144. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.	255
Figura 145. Tipos de secciones compuestas.	259
Figura 146. Especificaciones técnicas de perfiles laminados en caliente IPE.	263
Figura 147. Vista en planta de la colocación de vigas secundarias o viguetas.	265
Figura 148. Ancho efectivo de viga de acero estructural.	266
Figura 149. Sección IPE 120 correspondiente al piso 5 entre ejes B-C y 4-5.	267
Figura 150. Deflexión de sección IPE 120 correspondiente al piso 5 entre ejes B-C y 4-5.	270
Figura 151. Conector de cortante tipo gancho cerrado.	271
Figura 152. Cantidades de acero de refuerzo por flexo-compresión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.	274
Figura 153. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.42$.	279
Figura 154. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.39$.	280
Figura 155. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.	282
Figura 156. Diagrama de interacción columna de 35 x 50 cm. Estructura de mixta.	287
Figura 157. Cimentación de la estructura mixta.	288
Figura 158. Viga de cimentación de sección T invertida, eje 5. Estructura mixta.	289
Figura 159. Esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte.	294
Figura 160. Esquema de armado por temperatura. Estructura mixta.	298
Figura 161. Planta N -0.00, subsuelo. Estructura mixta.	300
Figura 162. Planta N +2.70, primer piso. Estructura mixta.	300
Figura 163. Planta N +5.40, segundo piso. Estructura mixta.	301
Figura 164. Planta N +8.10, tercer piso. Estructura mixta.	301
Figura 165. Planta N +10.80, cuarto piso. Estructura mixta.	302
Figura 166. Planta N +13.50, quinto piso. Estructura mixta.	302
Figura 167. Planta N +16.20, tapa grada. Estructura mixta.	303
Figura 168. Pórtico 1. Estructura mixta.	304
Figura 169. Pórtico 2. Estructura mixta.	304

Figura 170. Pórtico 3. Estructura mixta.	305
Figura 171. Pórtico 4. Estructura mixta.	305
Figura 172. Pórtico 5. Estructura mixta.	306
Figura 173. Pórtico V1. Estructura mixta.	306
Figura 174. Pórtico 6. Estructura mixta.	307
Figura 175. Pórtico 7. Estructura mixta.	307
Figura 176. Pórtico A. Estructura mixta.	307
Figura 177. Pórtico B. Estructura mixta.....	308
Figura 178. Pórtico C. Estructura mixta.....	308
Figura 179. Pórtico D. Estructura mixta.	309
Figura 180. Pórtico E. Estructura mixta.....	309
Figura 181. Detalle constructivo de losa deck. Estructura mixta.....	312
Figura 182. Dimensiones de la placa deck. Estructura mixta.	312
Figura 183. Muro de corte entre ejes 5E y 6E. Estructura mixta.	334
Figura 184. Muro de corte entre ejes 3B y 4B. Estructura mixta.....	335
Figura 185. Esquema de viga de cimentación sección T. Estructura mixta.....	339
Figura 186. Esquema de viga de cimentación sección L. Estructura mixta.....	341
Figura 187. Esquema de viga de cimentación sección rectangular. Estructura mixta. ..	342

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo analizar técnica y económicamente dos edificaciones teniendo en cuenta los diafragmas de piso de cada una, las cuales están siendo diseñadas como estructura mixta con placa colaborante “Steel Deck” (placa semi-rígida ó flexible) y hormigón armado con losa nervada (placa rígida), respectivamente para una estructura de cinco plantas y un subsuelo.

El procedimiento que se sigue es predimensionamiento - modelación - diseño - evaluación de ambas estructuras, se realiza a través de paquetes computacionales especializados como Etabs, AutoCAD y Microsoft Excel, todos estos procedimientos se rigen a las normativas de construcción vigentes en el Ecuador y en las adoptadas internacionalmente.

Palabras clave: Placa semirrígida, Placa flexible, Hormigón armado, Estructura mixta, Losa nervada, Steel Deck.

ABSTRACT

The purpose of this titling work is to analyze two buildings technically and economically taking into account the floor diaphragms of each one, which are being designed as a mixed structure with a collaborating plaque “Steel Deck” (semi-rigid or flexible plaque) and concrete reinforced with ribbed slab (rigid plaque), respectively for in force in Ecuador and in the adopted internationally. a structure of five floors and a subsoil.

The procedure that follows is pre-sizing - modeling - design - evaluation of both structures, it is carried out through specialized computer packages such as Etabs, AutoCAD and Microsoft Excel, all these procedures are governed by the construction regulations in force in Ecuador and in the adopted internationally.

Keywords: Semi-rigid plaque, Flexible plaque, Reinforced concrete, Mixed structure, Ribbed slab, Steel deck.

Capítulo I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

La construcción en el Ecuador ha sido participe del desarrollo y empleo, siendo la cuarta industria más importante en el país, desde la invención del hormigón armado y la producción de acero a gran escala para mejorar la construcción. (Oficial, 2018)

Según (Guerrero Cuasapaz, 2018), debido al comportamiento estructural de las edificaciones en hormigón armado estas han ganado un gran espacio en la industria de la construcción. En la actualidad se puede evidenciar una gran tendencia en la implementación de nuevas tecnologías y sistemas constructivos, tal es el caso de estructuras mixtas y estructuras en acero aprovechando los beneficios que estos presentan, tales como: aliviar el peso de la edificación, obtener reducción en sus secciones, cubrir grandes luces en ambientes y la rapidez en la ejecución constructiva.

Las losas de hormigón armado en el Ecuador (Figura 1) han sido el método constructivo tradicional utilizado durante varios años, facilitando la colocación de acero de refuerzo, encofrado/desencofrado y vertido del hormigón, aunque su resistencia a eventos sísmicos es muy complejo de predecir, es por eso que últimamente se está hablando de procesos constructivos que hagan de una estructura mayormente eficiente a estos eventos. (Gallegos, 2014)



Figura 1. Estructura de hormigón armado en el Ecuador.
Fuente: (Megoca Estructures)

Las losas compuestas de hormigón y acero “Steel Deck” (Figura 2) últimamente en Ecuador ha tomado acogida por los constructores por sus ventajas como el tiempo de armado de la losa siendo menor que el convencional, disminución del peso de la losa, mejor manejo en las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias entre otras estructurales que destacan frente a las losas de hormigón armado. (Gallegos, 2014)



Figura 2. Estructura mixta en el Ecuador.
Fuente: (Megoca Estructures)

Una estructura civil sometida a cargas dinámicas (sismo) va a sufrir deformaciones independientemente de si se las diseñó para un evento sísmico o no, para el presente caso los movimientos de una edificación están ligados a varios aspectos como el tamaño, las cargas aplicadas y pesos de cada piso, tipo de suelo de fundación, geometría, materiales

estructurales y no estructurales, entre otros, dentro de todos estos aspectos es importante analizar la rigidez que a veces se confunde con la resistencia, ambos son conceptos totalmente diferentes ya que la resistencia es la capacidad de soporte de un elemento estructural antes de colapsar y la rigidez es la capacidad de un elemento para oponerse a las deformaciones por lo que es importante diseñar una estructura que posea una rigidez adecuada para poder controlar el desplazamiento y proporcionar características dinámicas aceptables. (Harmsen, 2002)

1.2. Justificación

La evolución de la construcción en los últimos años en Ecuador ha sido significativa, de ser un país en donde las construcciones eran realizadas con materiales como el molón, adobe, bareque y lodo para el levantamiento de paredes, a la construcción en hormigón armado que surgió a partir de 1940 con el apareamiento del acero en Ecuador. Desde entonces el sistema constructivo que ha utilizado la ingeniería ecuatoriana ha sido mediante estructuras aporticadas con losas nervadas o alivianadas en un inicio. Conforme han pasado los años, el objetivo del cálculo y diseño estructural es obtener una edificación más liviana y que soporte el sismo de diseño, y además tenga un adecuado comportamiento en el rango no lineal, es por ello que en los últimos años ha empezado a tomar fuerza la construcción de losas con el sistema de placa colaborante o también conocida como Steel Deck, la misma que cumple con el objetivo de tener una estructura más liviana pero aún quedan interrogantes de su comportamiento al sismo de diseño y el rango no lineal. Por las razones presentadas anteriormente y con el objetivo de contribuir al diseño de estructuras sismorresistentes, se propone en el presente proyecto técnico

realizar una evaluación técnica – económica del comportamiento de una losa nervada y una losa con placa colaborante, en una estructura de cinco plantas y un subsuelo mediante modelamientos por el método estático y dinámico. Para la modelación, obtención de resultados y diseño se plantea la utilización de programas de análisis estructural.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento ante el sismo de diseño de una edificación con losa nervada en hormigón armado y losa con placa colaborante en estructura mixta, de una edificación de cinco plantas y un subsuelo, ubicado en el sector el Agua Clara, norte de la ciudad de Quito.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Pre-dimensionar los elementos estructurales de la edificación de hormigón armado y estructura mixta en base a las normativas y códigos de diseño especificados en el American Concrete Institute: ACI 318S-14 y ACI 318S-14; American Institute of Steel Construction: AISC 360-16, AISC 341-10; American Society of Civil Engineers: ASCE 7-16; y Norma Ecuatorianas de la Construcción: NEC-2015.
- Realizar el análisis espectral de la edificación con los dos sistemas de losa utilizando programas computacionales.
- Interpretar los resultados obtenidos.
- Diseñar los elementos estructurales.
- Elaborar planos estructurales de la edificación con los dos sistemas de losa.

- Comparar los diseños de una losa nervada y una losa con placa colaborante mediante la evaluación de los diafragmas de piso de cada estructura.
- Comparar el comportamiento sismorresistente de dos sistemas de losa.
- Realizar una evaluación económica de los dos sistemas constructivos de losa, análisis de precios unitarios y presupuesto de obra.

Capítulo II

MARCO TEÓRICO

2.1. Losas nervadas de hormigón armado

Las losas nervadas de hormigón armado son aquellas que se forman con la secuencia de vigas T, las cuales están unidas con una losa de hormigón de espesor igual al ala de la viga y el alma de la viga la cual es la nervadura de este tipo losa. (Harsem, 2002)

En la Figura 3 se muestra un esquema estructural de la losa nervada, indicando la distribución nervio – bloque de alivianamiento.

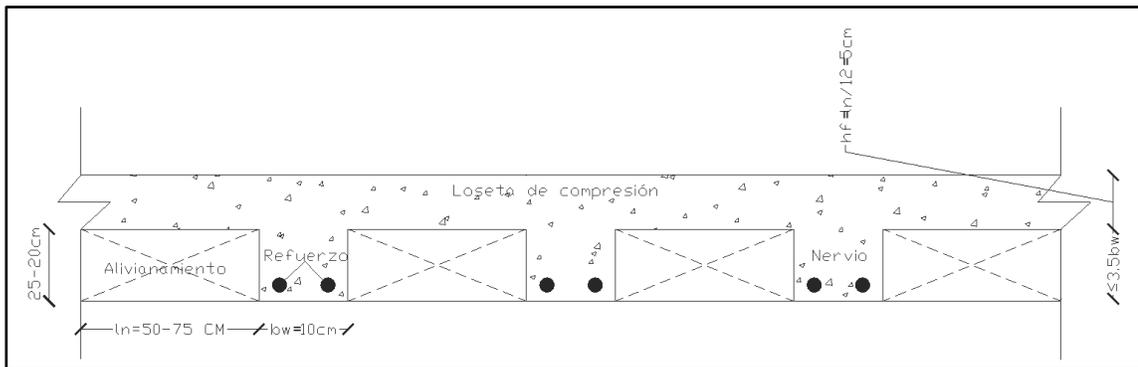


Figura 3. Esquema estructural de una losa nervada.

Fuente: (Harsem, 2002)

En comparación con la losa nervada, cuando existen grandes luces entre los apoyos (columnas), este tipo de losas son muy convenientes ya que son realmente mucho más livianas, económicas, mayor rigidez y vibración menor que en comparación a las losas macizas. (Harsem, 2002)

El (American Concrete Institute, 2014) hace algunas anotaciones importantes referentes a las características geométricas de las losas nervadas, en las cuales se destacan las siguientes (las mismas que se observan en la figura 3):

- “Los nervios serán mayores e iguales a 10cm en su ancho b_w , y la altura de este menor que $3/2 b_w$.

- Las nervaduras tendrán una separación libre no mayor de 75cm, permitiendo incrementar considerablemente el corte del concreto.
- El espesor de la losa nervada deberán ser por lo menos 2,5cm mayor que el diámetro de las tuberías embebidas de ser el caso que existan.
- Si se colocan ladrillos o bloques de aliviamiento cuyo $f'c$ (resistencia a la compresión) es menor al de la losa, esta se limita su espesor a 1/12 de la luz libre entre nervaduras, también no menor que 5cm.
- Si se colocan ladrillos o bloques de aliviamiento cuyo $f'c$ (resistencia a la compresión) es mayor o igual al de la losa, se debe considerar que estos elementos influyen en el aporte de corte y flexión, limitando al espesor de la losa su espesor en que no será menor que 1/12 de la luz libre entre nervaduras ni menor que 4cm, también se colocará refuerzo mínimo por temperatura en la dirección perpendicular a las viguetas.
- Por integridad estructural se deberá colocar por lo menos una varilla de refuerzo a lo largo de la nervadura sobre los apoyos y de ser necesario será empalmada sobre los apoyos con un tipo de empalme clase A y al extremo se anclará haciendo uso de un gancho estándar. (American Concrete Institute, 2014)”

La resistencia al corte puede incrementarse en un 10% para resistir cargas gravitatorias actuantes como la carga muerta y la carga viva, tomado las siguientes medidas. (Harsem, 2002):

- “Hacer uso de refuerzo longitudinal calculado siguiendo el procedimiento convencional.
- Incrementar el ancho de las nervaduras en la cercanía del apoyo.

- Retirar ladrillos o bloques de aliviamiento, remplazándolos por concreto.”

En los eventos sísmicos las estructuras de hormigón armado en general uno de los criterios mayormente aceptados es prevenir la ruina o colapso como consecuencia de un evento sísmico severo que pueda pronunciarse durante la vida útil de una edificación, estrategias que tienen como fin proteger y dar seguridad a los usuarios, criterios asociados a resistencia, capacidad de absorción y disipación de energía. (Grases, 1989)

2.1.1. Diafragma de piso rígido

Es necesario definir lo que es una losa y un diafragma, si bien se trata de un mismo elemento en el sistema estructural, se tiene que tener en claro sus definiciones. La losa es un elemento tridimensional que soporta las cargas en un plano bidireccional y cuya deformación se produce en el eje o dimensión más corta, siendo este el que coincide con la dirección de las cargas. En tanto que un diafragma es un elemento tridimensional que soporta la sollicitación externa en un plano unidireccional, coincidiendo con el plano de mayor rigidez, es decir, el de la dirección longitudinal mayor. (Inga, Victor; Andreu, Carlos; Juarez, Joel; Bernilla, Silverio; Feria, Joel;, 2016)

Los diafragmas de piso rígido son elementos que aportan gran rigidez, siendo esta mayor a los elementos que transfieren cargas laterales. Las deformaciones producidas por sollicitaciones sísmicas son las mismas en todos los puntos del plano, es decir que no existen deformaciones diferenciales entre un punto y otro. (Romero, 2015)

En la Figura 4 se representa el comportamiento de un diafragma rígido, esquematizado de tal manera que se indique la aplicación de la carga lateral mediante una flecha a la placa en un solo punto, ya que la deformación que producirá en este será el mismo en todos los puntos de la placa.

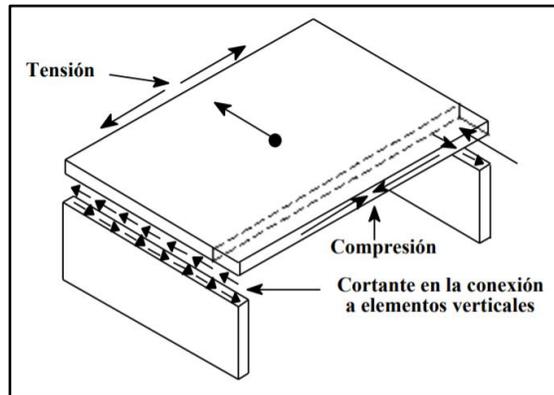


Figura 4. Comportamiento de un diafragma rígido ante acción de fuerzas laterales.
Fuente: Cardona, (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

El diafragma rígido considera que solo se desplaza en una dirección, la longitud de mayor dimensión, la losa nervada al ser tomada como un elemento rígido esta tiene una rotación sobre la otra dirección analizada, ocurre sobre uno de los dos ejes, las cargas están aplicadas en la dirección de una de las inercias mayores. La losa nervada rígida al desplazarse puede transmitir estos efectos hacia otros elementos estructurales como muros. (Norte, 2016)

Las implicaciones que conllevan un diafragma rígido y la losa o placa al desplazarse es que transmite este desplazamiento a los elementos estructurales adyacentes, tal es el caso que, para estructuras aporticadas estos desplazamientos son transmitidos a las vigas, columnas y muros estructurales.

Las principales fallas relacionadas con la hipótesis de diafragma de losa rígida son:

- Grandes aberturas en las losas de piso.
- Formas rectangulares muy alargadas.

En conclusión, la losa alivianada que cumpla con los requerimientos de resistencia y rigidez será considerada como un diafragma rígido debido a que las deflexiones del diafragma de piso son insignificantes comparadas con la de los elementos verticales

(Cabrera, Pedro;, 2015); y además distribuye las fuerzas horizontales y cargas gravitatorias a los elementos verticales cumpliendo de esta manera lo indicado en (American Concrete Institute, 2014), cuyo apartado detalla: “Los diafragmas y sus conexiones a los miembros estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los miembros estructurales.”

2.2. Losa de placa colaborante (Steel Deck)

Las losas de placa colaborante utilizadas en la construcción son fabricadas en acero estructural, conformadas en frío o conformadas en caliente, las cuales tienen una serie de nervaduras paralelas que aportan propiedades mecánicas de resistencia y rigidez, una vez fijada e instalada adecuadamente esta actúa con varios propósitos (SDI, 2006):

- Actúa como plataforma de trabajo.
- Estabilizador del pórtico.
- Refuerzo de losa para la transmisión de cargas de diseño.

En la Figura 5 se muestra en detalle el Steel Deck o placa colaborante comercial tomada del catálogo de Kubiec, entre las principales características se indica que los espesores de la lámina de placa son: 0.65mm, 0.70mm, 0.76mm y 0.90mm, mismas que se encuentran en función a la carga sobre impuesta a soportar en condición de resistencia o en función de la máxima luz sin apuntalar en condición de rigidez.

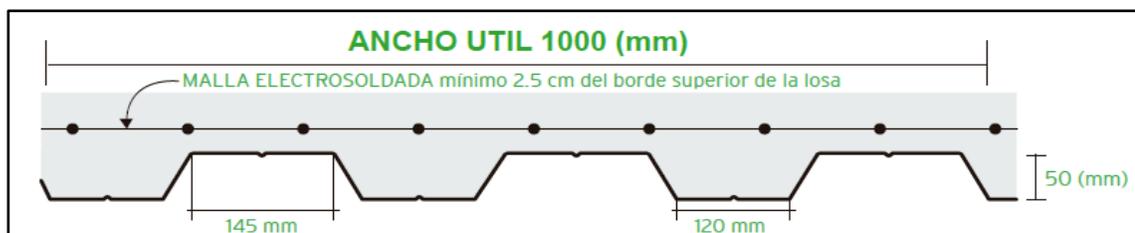


Figura 5. Esquema de losa con placa colaborante.
Fuente: Kubiec. (2018). Catálogo Kubilosa.

Los sistemas compuestos, acero-hormigón, se distinguen por tener conectores de corte que son dispositivos diseñados para bloquear mecánicamente el hormigón y la placa, trabajando juntos permiten que no existan deslizamientos del sistema. (SDI, 2006).

Este sistema compuesto se llega a concretar cuando el hormigón alcanza la resistencia a la compresión requerida, y en la interacción con la placa colaborante forma un sistema monolítico idóneo de soportar solicitaciones externas.

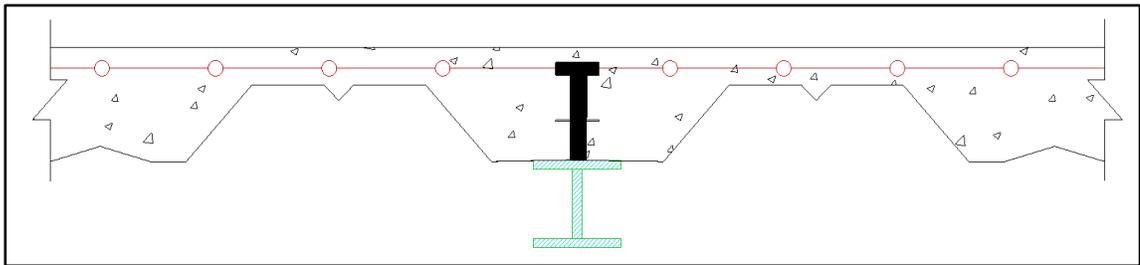


Figura 6. Conector de corte.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Los conectores de corte más utilizados son los Nelson Stud, mostrado en la Figura 6, fabricados con acero grado 2, protegidos con recubrimiento galvanizado electroquímico de zinc, estos conectores dan una mayor área resistente la compresión en una sección compuesta, lo cual permite disminuir notablemente el peralte de la viga o vigueta metálica. (Deck, 2019)

Los aspectos más importantes según el Instituto Steel Deck, a tomarse en cuenta para la utilización del hormigón en la losa colaborante son:

- Resistencia del hormigón mínimo.
- Utilizar proceso de vibrado obligatorio para garantizar adherencia.
- Curado mínimo siete días después del vaciado.
- No utilizar aditivos que contengan sales clorhídricas para evitar la corrosión.

Otro aspecto a destacar es la deflexión máxima la cual no puede exceder $L/360$ bajo cargas sobrepuestas, también es esencial utilizar malla de refuerzo para evitar fisuramiento de la losa debido a efectos de temperatura y contracción de fraguado. (Gallegos, 2014)

2.2.1. Diafragma de piso flexible y semi-rígido

La losa con placa colaborante o también conocida como Steel Deck puede ser definida como diafragma semi-rígido o flexible en el presente estudio, esto debido al espesor de la placa prefabricada, así como del espesor de hormigón sobre la cresta de la onda o nervadura de la misma. La norma ACI 318S-14 menciona que: “los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga”. Pero de la misma forma diferencia dos aspectos, uno de ellos es el espesor mínimo del diafragma cuando este es analizado como una sección compuesta cuyo valor es de 50 mm, y cuando el diafragma no es analizado como sección compuesta propone un valor de 65 mm. Por otra parte la norma ecuatoriana de la construcción NEC_SE menciona que, para que el diafragma sea analizada como rígido: “Las losas de Hormigón y sobrelosas de entrepisos prefabricadas, que funcionen como diafragmas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor no menor a 50mm para el caso de estructuras de hasta 3 entrepisos, y no menor a 60mm para el caso de 4 o más entrepisos.”

Para el presente proyecto se propone analizar al diafragma de piso como un diafragma semi-rígido teniendo en cuenta las consideraciones respectivas en su análisis como una sección compuesta específica y en su modelación, adoptando el valor de 50 mm para la transmisión de fuerza sísmica, cumpliendo de esta manera lo especificado en ACI 318S-14 y en los catálogos de los fabricantes avalados por las instituciones respectivas. Además

de acuerdo a lo especificado en la misma normativa en los capítulos 3, 4 y 5 la resistencia a la compresión mínima del hormigón deberá ser de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, sin aditivos que contengan químicos que puedan llevar a la corrosión de la placa colaborante.

El diafragma flexible es considerado como tal cuando la distribución de fuerzas horizontales hacia los miembros estructurales es independiente de su rigidez relativa, considerando también que las deformaciones ocasionadas en el diafragma son mayores a la de los elementos verticales (Cabrera, Pedro;, 2015). Por lo mencionado anteriormente, la condición de diafragma flexible no es conveniente, ya que cuando esta se presenta la mayoría de normativas y códigos de diseño lo que tratan es de eliminar dicho efecto.

El diafragma semi-rígido es aquel cuyos valores de la deflexión producida en el diafragma y los valores de deflexión producidos en los elementos verticales son similares en cuanto su magnitud. Sin embargo ningún diafragma es perfectamente rígido o perfectamente flexible, este resultado dependerá de las suposiciones que se realizarán para simplificar el análisis (Cabrera, Pedro;, 2015).

Cabrera P., 2015, menciona que un análisis exacto para definir el comportamiento estructural de un diafragma es demasiado complejo, incluso indica que la rigidez de los diafragmas, aunque son importantes, no determinan el comportamiento del mismo.

Para la obtención de mencionada rigidez del diafragma de piso, es fundamental obtener la deflexión que se produce en la misma por efecto de las solicitaciones o cargas externas laterales. Debido al avance y desarrollo en sistemas constructivos de piso y techo ha dificultado la estimación de deflexiones ante cargas laterales, más no a cargas gravitacionales, entre los principales sistemas de piso utilizados se encuentran:

- Losas de concreto armado fundidas en sitio,
- Losas prefabricadas con o sin relleno de concreto,
- Placa colaborante conformada en frío o en caliente,
- Losa de madera con plywood. (Cabrera, Pedro;, 2015)

Para el caso de diafragmas de piso donde es utilizada las placas colaborantes o conocidas como steel deck, la placa es soldada a los apoyos o soportes existentes por debajo de la misma, y la conexión con otras unidades adyacentes como el acero mínimo de refuerzo es realizada por medio de “Nelson Stud” o llamados conectores de cortante, mismos que impiden el deslizamiento relativo con respecto a los demás elementos como se muestra en la figura 7. (Cabrera, Pedro;, 2015)

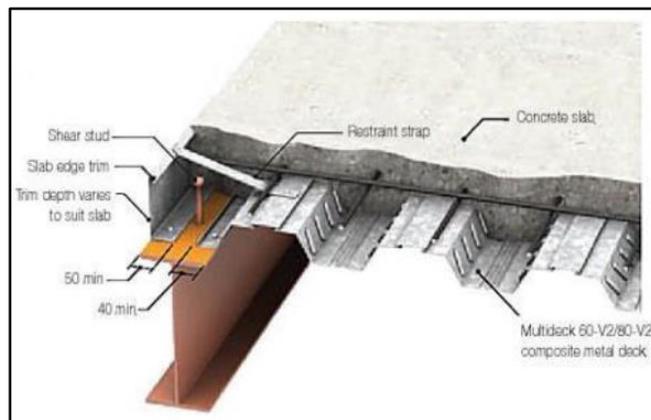


Figura 7. Diafragma de piso con placa colaborante.
Fuente: (Cabrera, Pedro;, 2015)

Cabrera, P., 2015, indica que: “En la mayoría de losas de este tipo, las placas colaborantes son continuas sobre las vigas metálicas. Consecuentemente, las losas suelen ser continuas sobre varios vanos y requieren la disposición de una armadura superior de refuerzo para resistir los momentos negativos.”

Entre las principales recomendaciones que se realizan al utilizar los diafragmas de piso con placa colaborante, se encuentran:

- El sistema formado por la placa colaborante (steel deck) y la losa de concreto, deben ser diseñados como una losa de concreto armada idealizando a la steel deck como refuerzo a momento positivo de la losa.
- Se recomienda un espesor mínimo de 5 cm sobre la onda o nervadura de la placa colaborante, en caso de utilizarse una malla electrosoldada como refuerzo por temperatura o refuerzo para momento negativo, la misma deberá colocarse a una distancia de 2 – 2.5 cm del nivel superior de la losa.
- El hormigón utilizado debe cumplir los requerimientos establecidos en la normativa ACI, misma que recomienda una resistencia a la compresión mínima de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, la utilización de resistencias del hormigón mayores a la especificada no afecta a la placa, contrario a lo que podría causar la utilización de resistencias del hormigón menores ante efectos de fuerzas cortantes.
- El hormigón a ser utilizado no debe contener aditivos compuestos de sales cloruros que puedan afectar a la placa colaborante.
- La deflexión de la losa utilizando este el diafragma de piso con placa colaborante no debe exceder $L/360$, siendo L la longitud bajo la acción de cargas externas.
- El refuerzo mínimo utilizado para este tipo de diafragmas de piso es un refuerzo por temperatura y retracción de fraguado, mismo que se encuentra especificado en la ACI 318S-14 y será explicado más adelante en el presente apartado.
- En voladizos se debe utilizar refuerzo adicional para absorber el momento negativo generado.
- La deflexión de la losa en volados no debe exceder $L/90$, siendo L la longitud del volado. (Cabrera, Pedro;, 2015)

Teniendo en cuenta estos argumentos, (American Concrete Institute, 2014) por su parte considera que los modelos de diafragmas rígidos son usados ampliamente para diafragmas construidos en sitio y colocados sobre elementos prefabricados (steel deck), evitando condiciones de diafragma flexible que pueden llegar a presentarse por irregularidades en la estructura o por condiciones de luces excesivas. En el caso de presentarse diafragmas flexibles los métodos utilizados para el análisis pueden ser mediante un análisis de frontera amplia o mediante la modelación de elementos finitos.

En referencia al acero de refuerzo requerido, ACI 318S-14 y la norma ecuatoriana de la construcción consideran que para los diafragmas con placas prefabricadas se debe colocar acero de refuerzo mínimo por temperatura, mismo que puede consistir en una malla electrosoldada con un área mínima de 0.0018 veces el área de hormigón sobre la parte alta de las nervaduras de la placa colaborante.

De acuerdo al (American Society of Civil Engineers, 2016), no prohíbe per se el empleo de diafragmas de piso flexible, e incluso permite la modelación para sistemas de steel deck metálicas o paneles de estructura de madera que cumplan:

- Sistemas aporticados de acero arriostrados o con soportes compuestos.
- Viviendas unifamiliares o dúplex.
- Estructuras ligeras con tope de concreto sin paneles de soporte de madera.

De la misma manera la ASCE 7-16, establece que si la relación de deformaciones máximas con respecto a las derivas de los elementos de soporte sobrepasa a dos, puede considerarse como diafragma flexible, caso contrario se considerará como diafragma semi-rígido.

$$\frac{\delta_{MMD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (Ec. 1)$$

Donde la deformación máxima del diafragma de piso δ_{MDD} y la deriva de piso Δ_{ADVE} se muestran de mejor manera en la Figura 8.

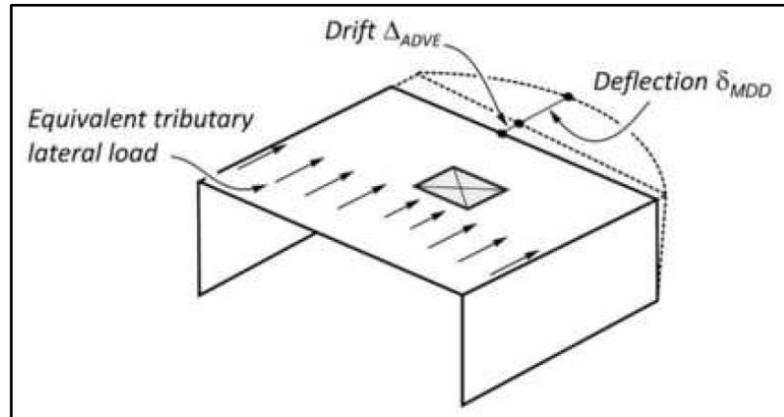


Figura 8. Diafragma flexible.

Fuente: American Society of Civil Engineers. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

Es decir, un diafragma semi-rígido es aquel que no es rígido, desde el punto de vista de la normativa en rigor, pero que no es flexible a la vez. Finalmente se tiene en cuenta que las cargas laterales se distribuyen entre los elementos de acuerdo a sus masas relativas más no a la rigidez como sucede en los diafragmas rígidos.

Capítulo III

PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA

3.1. Generalidades del proyecto

El edificio a ser evaluado está constituido de un sistema aporticado, el mismo que será analizado como una estructura de hormigón armado que contará con los siguientes elementos: losas alivianadas, columnas, vigas principales, vigas secundarias, diafragmas y cimentación; y como una estructura mixta que contará con los siguientes elementos: losas con placa colaborante, columnas, vigas principales, vigas secundarias, viguetas metálicas laminadas en caliente ASTM A36, diafragmas y cimentación.

El proyecto arquitectónico utilizado en el presente trabajo lleva por nombre “Edificio Escultores”, ubicado al norte de la ciudad de Quito en el sector Agua Clara, sobre el cual se iniciará el respectivo cálculo estructural para la obtención de las dimensiones de losas, vigas, columnas, entre otros elementos, que cumplan con los requisitos mínimos indicados en códigos y normativas de diseño, prevaleciendo la norma ecuatoriana de la construcción. En la Tabla 1 se presentan las principales características del proyecto.

Tabla 1. Características arquitectónicas del proyecto

Proyecto	Edificio Escultores
Uso del proyecto	Edificio Residencial
Número de subsuelos	1
Altura de entrepiso en subsuelos	3.00 m
Número de niveles superiores	6
Altura de entrepiso en niveles superiores	2.70 m
Altura total	19.20 m
Altura para cortante basal	16.20 m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.1.1. Observaciones específicas de Edificio Escultores

El Edificio Escultores como se mencionó en el apartado anterior cuenta de 1 subsuelo y 6 niveles superiores en donde se incluye el tapa grada, posee una forma rectangular un tanto irregular, ducto de gradas en una esquina del edificio, diafragmas colocados en el perímetro del edificio para mejorar el comportamiento estructural y atenuar los efectos producidos por la torsión en planta. En la Figura 9 se muestran esquemas de la edificación que será caso de estudio en el presenta trabajo.

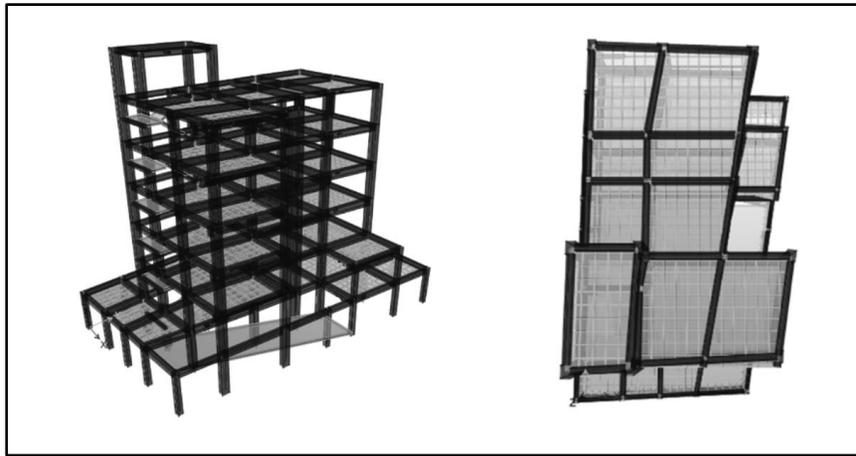


Figura 9. Sistema estructural del edificio en caso de estudio.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.2. Materiales

Los materiales utilizados para el presente trabajo serán de hormigón con una resistencia a la compresión a los 28 días $f'c$ de 24 MPa (240 kg/cm²), acero de refuerzo grado 60 con una resistencia a la fluencia f_y de 420 MPa (4200 kg/cm²) y acero estructural para los elementos que componen a la estructura mixta tendrá la especificación ASTM A-36. Cabe mencionar que para el presente trabajo el módulo de elasticidad para hormigones nacionales ha sido determinado de acuerdo al análisis y tabulación de los resultados propuestos por (Morales Escobar, Ojeda Cueva, Rodríguez Narváez, & Rosero Benavides, 2012):

$$E_c = 13\,000 - 14\,000 \sqrt{f'_c} \rightarrow \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \quad (Ec. 2)$$

De la expresión anterior, se ha optado por tomar un promedio entre el rango establecido, como se presenta a continuación:

$$E_c = 13\,500 \sqrt{f'_c} \rightarrow \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \quad (Ec. 3)$$

Y, de esta manera se determina el módulo de elasticidad utilizado para los cálculos respectivos en dichas estructuras, a continuación se presenta el ejemplo de cálculo del valor obtenido.

$$E_c = 13\,500 \sqrt{240} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 209\,141.101 \text{ kg/cm}^2$$

Todos estos datos correspondientes a los materiales y valores adoptados se presentan en la Tabla 2 y Tabla 3 para la estructura de hormigón armado y estructura mixta respectivamente.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales de hormigón armado

Elementos de hormigón armado			
f'_c	240.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
f_y	4200.00	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
γ hormigón	2.40	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
γ acero de refuerzo	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero
E hormigón	209141.10	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón
E acero de refuerzo	2100000.00	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de los materiales de acero estructural laminados en caliente

Elemento de acero estructural			
Fy	2536.37	kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero estructural
Fu	4086.37	kg/cm2	Resistencia última del acero estructural
E acero estructural	2043185.90	kg/cm2	Módulo de elasticidad del acero estructural

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.3. Análisis de cargas

Para obtener el correcto desempeño y comportamiento de una estructura, el análisis de cargas es fundamental para dicho cumplimiento, considerándose de esta manera como el punto de partida para el diseño cualquier estructura.

Por lo mencionado en el párrafo anterior es necesario realizar un análisis o metrado de cargas para determinar los esfuerzos a los que van a ser sometidos los elementos estructurales debido a sollicitaciones externas, las mismas que pueden ser por cargas de gravedad como son: cargas muertas y cargas vivas, y por sollicitaciones ante sismo. (Afuso Muñoz, 2017).

Para el efecto se cumplirán los requisitos mínimos indicados en las siguientes normativas:

- NEC-SE-CG. Cargas (No Sísmicas).
- NEC-SE-DS. Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.
- NEC-SE-HM. Estructuras de hormigón armado.
- NEC-SE-AC. Estructuras de acero.
- ACI 318-14. Requisitos de reglamento para concreto estructural.
- AISC 360-16. Especificación para construcciones de acero.

- AISC 341-10. Diseño sismorresistente de construcciones de acero.
- ASCE 7-16. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures

3.3.1. Cargas gravitatorias

3.3.1.1. Carga muerta

Se considera como carga muerta a todo elemento estático o permanente en la construcción tales como: elementos estructurales propios de la edificación, mampostería, enlucidos, masillados, recubrimientos, instalaciones, acabados y demás. En la Tabla 4 se indica los pesos volumétricos de los materiales utilizados en el presente trabajo tomados de NEC-SE-CG.

Tabla 4. Pesos unitarios para carga muerta

Pesos unitarios de los materiales		
Material	Peso unitario (kN/m³)	Normativa
Hormigón armado	24.00	NEC-SE-CG
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.50	NEC-SE-CG
Acero	78.50	NEC-SE-CG

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas.*

3.3.1.2. Carga viva

La carga viva está en función del uso a la que va a ser destinada la edificación, para la estructura en estudio el uso es residencial, la norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de cargas no sísmicas, NEC-SE-CG, indica valores referenciales de dicha sobrecarga que se espera va a estar sometida la estructura. La Tabla 5 contiene las cargas vivas que han sido utilizadas para el diseño y cálculo de la edificación de hormigón armado y estructura mixta.

Tabla 5. Valores referenciales para carga viva

Cargas vivas	
Ocupación	Carga uniforme (kg/cm²)
Corredores	480.00
Cubiertas destinadas para área de paseo	300.00
Escaleras	480.00
Residencias	200.00
Terraza peatonal	480.00
Vehículos	480.00
Cubierta inaccesible	100.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas.*

A continuación en la Figura 10 se muestra una vista referencial en elevación del proyecto con su respectiva nomenclatura en cada nivel, para que de esta manera sea entendido el metrado de carga que se mostrará posteriormente, así como el diseño, ver todas las vistas en los apartados 5.1.6 y 5.2.6 del presente trabajo.

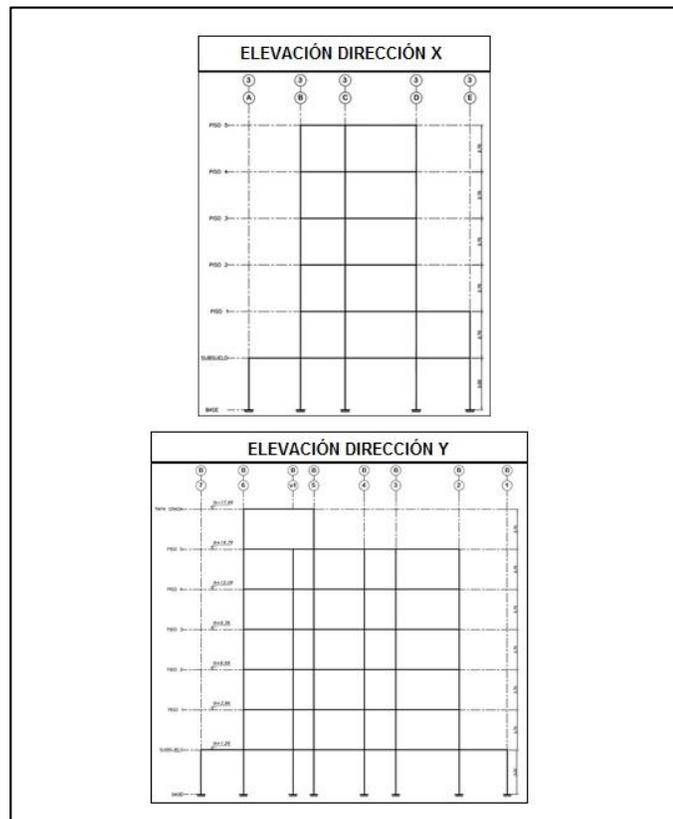


Figura 10. Esquema de vistas referenciales en elevación de la estructura.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.3.1.3. *Análisis de carga en estructura de hormigón armado*

En la presente sección se indicará el análisis de carga realizado para cada nivel de la edificación en hormigón armado, donde:

- P.P, es el peso propio sea de mampostería, enlucido y masillado, recubrimiento, instalaciones y alivianamiento.
- w PP calculado, es la sumatoria de los pesos propios.
- w PP asumido, es la sumatoria de los pesos propios asumido.
- w D, es el peso de carga muerta de los elementos estructurales.
- w L, es la carga viva utilizada en el nivel analizado.

A continuación se indica mediante ejemplos de cálculo la obtención de los resultados del análisis de carga para nivel N+3.96m correspondiente al Piso 1.

a) **P.P. Mampostería:** este valor generalmente queda a criterio del diseñador estructural, en Ecuador existen profesionales que en base a su experiencia optan tomar un valor empírico que se encuentra entre 150 a 200 kg/cm². Por otra parte, cuando se desea obtener un predimensionamiento de elementos estructurales más exacto y detallado, este valor es calculado a partir de expresiones matemáticas donde intervienen factores como: el proyecto arquitectónico, el área de la losa o planta, el peso específico del material o el peso de la mampostería de determinada dimensión por metro cuadrado, el área total de las paredes interiores y exteriores de cada nivel, entre otros. Para el presente trabajo se ha optado por utilizar el siguiente proceso matemático:

- Determinar el área ($A_{\text{mampostería}}$) de las paredes en la planta a partir del proyecto arquitectónico descontando aberturas como por ejemplo ventanas.

$$A_{\text{mampostería Piso1}} = (\text{Longitud de pared} \times \text{Altura de la pared})$$

$$A_{\text{mampostería Piso1}} = 147.04 \text{ m}^2$$

- Posteriormente se debe calcular el número de bloques para el área de mampostería previamente determinada, teniendo en cuenta que en 1 m² de pared entran 12 bloques.

$$N^{\circ} \text{ bloques} = A_{\text{mampostería}} \times 12$$

$$N^{\circ} \text{ bloques} = 147.04 \times 12 = 1764 \text{ bloques}$$

- Conociendo el número de bloques, se determina el peso total (w mampostería), ponderando el peso de varios fabricantes se ha utilizado un peso referencial de 12 kg por unidad.

$$W_{\text{mampostería}} = N^{\circ} \text{ bloques} \times 12$$

$$W_{\text{mampostería}} = 1764 \times 12 = 21173.50 \text{ kg}$$

- Finalmente, del proyecto arquitectónico se toma el área en planta del nivel en estudio y se determina el peso propio de la mampostería a partir de la siguiente expresión.

$$P. P. \text{ mampostería} = \frac{W_{\text{mampostería}}}{\text{Área en planta}}$$

$$P. P. \text{ mampostería} = \frac{21173.50 \text{ kg}}{124.55 \text{ m}^2} = 170.00 \text{ kg/m}^2$$

- b) P.P. Enlucido y masillado:** de igual manera, para la obtención del peso propio de enlucidos y masillados es determinado en función del espesor a colocarse y del peso específico del hormigón simple utilizado, para el presente trabajo se ha optado un peso específico $\gamma_{HS} = 2100 \text{ kg/m}^3$ y espesor de enlucido y masillado de 2.00 cm respectivamente.

$$P. P. \text{ Enlucido y masillado} = 1.00 \times 1.00 \times \text{espesor total} \times \gamma_{HS}$$

$$P. P. \text{ Enlucido y masillado} = 1.00 \times 1.00 \times 0.04 \times 2100$$

$$P. P. \text{ Enlucido y masillado} = 84 \text{ kg/m}^2$$

- c) **P.P. Recubrimiento:** para el presente parámetro, se ha optado por utilizar la siguiente expresión para determinar el peso propio por recubrimiento y acabados en general en donde se utiliza el peso específico del hormigón simple.

$$P. P. \text{ Recubrimiento} = 1.00 \times 1.00 \times \text{espesor} \times \gamma_{HS}$$

$$P. P. \text{ Recubrimiento} = 1.00 \times 1.00 \times 0.02 \times 2100$$

$$P. P. \text{ Recubrimiento} = 42 \text{ kg/m}^2$$

- d) **P.P. Instalaciones:** al resultar complejo el cálculo del peso propio de instalaciones, se ha optado por la utilización de un valor empírico de 5 kg/m².

- e) **P.P. Alivianamiento:** el peso propio del alivianamiento es determinado a partir de la siguiente expresión, utilizando el peso específico detallado en Tabla 4.

$$P. P. \text{ Alivianamiento} = 4 \times (\text{ancho del alivianamiento})^2 \times \text{altura} \times \gamma_{aliv}$$

$$P. P. \text{ Alivianamiento} = 4 \times (0.40)^2 \times 0.15 \times 0.85 \text{ t/m}^3$$

$$P. P. \text{ Alivianamiento} = 81.6 \text{ kg/m}^2$$

Se presenta desde la Tabla 6 a la Tabla 12 el resumen del análisis de cargas verticales de cada nivel para la estructura de hormigón armado.

Tabla 6. Análisis de cargas verticales subsuelo. Estructura de hormigón armado

Subsuelo N+1.26 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	96.50	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	81.60	[kg/m ²]
w PP calculado	309.10	[kg/m ²]
w PP asumido	310.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]
w L parqueadero	480	[kg/m ²]
w L cubierta inaccesible	300	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 7. Análisis de cargas verticales piso 1. Estructura de hormigón armado

Piso 1 N+3.96 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	170.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	81.60	[kg/m ²]
w PP calculado	382.60	[kg/m ²]
w PP asumido	400.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]
w L cubierta inaccesible	100	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 8. Análisis de cargas verticales piso 2. Estructura de hormigón armado

Piso 2 N+6.66 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	81.60	[kg/m ²]
w PP calculado	400.60	[kg/m ²]
w PP asumido	400.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 9. Análisis de cargas verticales piso 3. Estructura de hormigón armado

Piso 3 N+9.36 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	81.60	[kg/m ²]
w PP calculado	400.60	[kg/m ²]
w PP asumido	400.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 10. Análisis de cargas verticales piso 4. Estructura de hormigón armado

Piso 4 N+12.06 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	81.60	[kg/m ²]
w PP calculado	400.60	[kg/m ²]
w PP asumido	400.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 11. Análisis de cargas verticales piso 5. Estructura de hormigón armado

Piso 5 N+14.76 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	105.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	4.88	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	0.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	2.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	9.00	[kg/m ²]
w PP calculado	120.88	[kg/m ²]
w PP asumido	120.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 12. Análisis de cargas verticales tapa grada. Estructura de hormigón armado

Tapa Grada N+17.46 – Hormigón Armado		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	35.67	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	0.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	0.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	0.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	35.67	[kg/m ²]
w PP asumido	36.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L cubierta inaccesible	100	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.3.1.4. Análisis de carga en estructura mixta

En la presente sección se indica el resumen del análisis de carga realizado para cada nivel de la edificación en la estructura mixta.

Es de recalcar que es espesor del hormigón utilizado sobre la cresta de la placa colaborante es de 5 cm, valor fundamentado en dos referencias, una de ellas es el espesor mínimo indicado en el (American Concrete Institute, 2014) teniendo en cuenta que la losa es analizada como un elemento monolítico (sección compuesta) como se indica en el apartado 2.2.1.; y la otra referencia es el valor indicado en el catálogo propuesto por el fabricante mismo que tiene que cumplir normativas y requerimientos para su resistencia y rigidez.

Tabla 13. Análisis de cargas verticales subsuelo. Estructura mixta

Subsuelo N+1.26 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	96.50	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	227.50	[kg/m ²]
w PP asumido	230.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]
w L parqueadero	480	[kg/m ²]
w L cubierta área de paseo	300	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 14. Análisis de cargas verticales piso 1. Estructura mixta

Piso 1 N+3.96 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	170.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	301.00	[kg/m ²]
w PP asumido	300.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]
w L cubierta inaccesible	100	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 15. Análisis de cargas verticales piso 2. Estructura mixta

Piso 2 N+6.66 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	319.00	[kg/m ²]
w PP asumido	320.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 16. Análisis de cargas verticales piso 3. Estructura mixta

Piso 3 N+9.36 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	319.00	[kg/m ²]
w PP asumido	320.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 17. Análisis de cargas verticales piso 4. Estructura mixta

Piso 4 N+12.06 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	188.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	84.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	42.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	5.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	319.00	[kg/m ²]
w PP asumido	320.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 18. Análisis de cargas verticales piso 5. Estructura mixta

Piso 5 N+14.76 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	105.00	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	4.88	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	0.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	2.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	111.88	[kg/m ²]
w PP asumido	112.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L vivienda	200	[kg/m ²]
w L escaleras y rutas de escape	480	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 19. Análisis de cargas verticales tapa grada. Estructura mixta

Tapa Grada N+17.46 – Estructura mixta		
Carga muerta		
P.P. Mampostería	35.67	[kg/m ²]
P.P. Enlucido y masillado	0.00	[kg/m ²]
P.P. Recubrimiento	0.00	[kg/m ²]
P.P. Instalaciones	0.00	[kg/m ²]
P.P. Alivianamiento	0.00	[kg/m ²]
w PP calculado	35.67	[kg/m ²]
w PP asumido	36.00	[kg/m²]
Carga viva		
w L cubierta inaccesible	100	[kg/m ²]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.3.2. Cargas sísmicas

Ecuador al estar ubicado dentro de lo que se denomina Cinturón de Fuego del Pacífico, posee una alta actividad sísmica, muestra de esto han sido los distintos eventos catastróficos sucedidos en el país, el último acontecido el 16 de abril del 2016 cuya magnitud fue de 7.8 grados en la escala de Richter (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

La norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, NEC-SE-DS, plantea parámetros mínimos para que la estructura tenga un buen desempeño ante el sismo, teniendo como fundamento la filosofía de diseño el cual indica: “El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.” (NEC, 2015).

En el diseño sísmico para las estructuras del presente trabajo, la norma ecuatoriana de la construcción plantea dos métodos: método de diseño basado en fuerzas (DBF) y método de diseño basado en desplazamientos (DBD). De dichos métodos, el que se ha escogido para la edificación es el método de diseño basado en fuerzas DBF.

El método de diseño basado en fuerzas permite dos tipos de análisis sísmicos, de acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción, estos son: método estático y método dinámico. El método estático es aquel basado en el cortante basal de diseño, en tanto que el método dinámico está basada en el espectro sísmico de aceleraciones sísmicas; ambos guardan amplia relación ya que el cortante basal obtenido por el método dinámico debe ser comparado con el cortante basal obtenido por el método estático. Tal es así que NEC_SE_DS indica: “El valor del corte dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).” (NEC, 2015)

Los cálculos realizados en el presente trabajo se ha dirigido para que el valor del corte dinámico total en la base obtenido por el método dinámico, no sea menor al 85% del cortante basal V obtenido por el método estático para estructuras irregulares, castigando de esta manera a la estructura. A continuación se detallan los requisitos mínimos a utilizarse para el diseño.

3.3.2.1. Factor de zona sísmica (Z)

La norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de peligro sísmico ha determinado seis zonas sísmicas del Ecuador. Este factor proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años. La Figura 11 muestra las zonas sísmicas propias del país, y los valores que estos toman se indican en la Tabla 20.

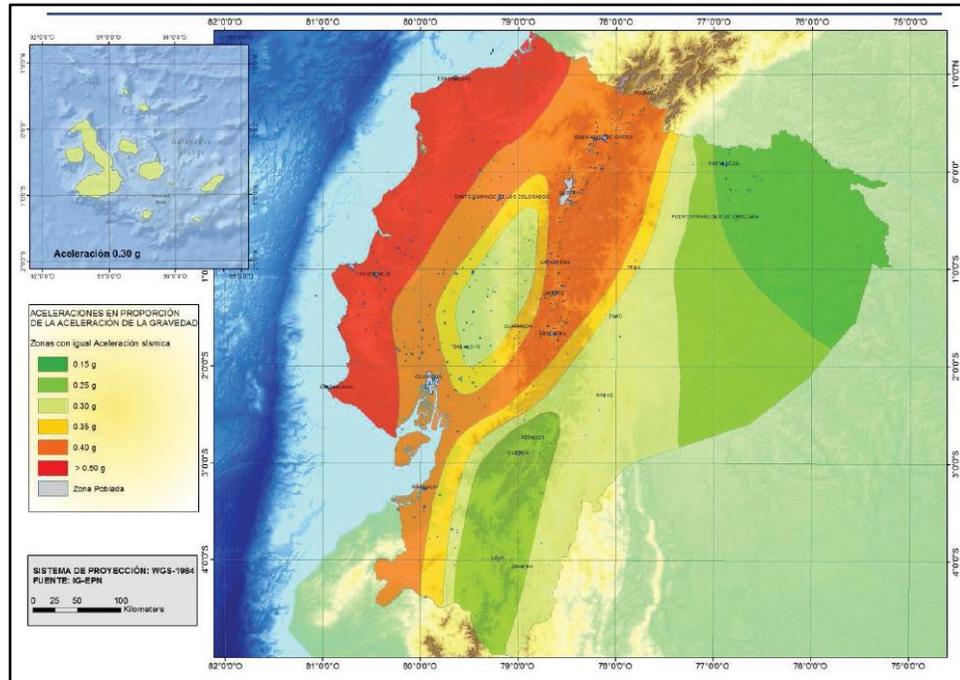


Figura 11. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

Tabla 20. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

3.3.2.2. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La normativa divide a los perfiles de suelos en seis categorías, el mismo que es definido a partir del estudio de suelo realizado en campo. En la Tabla 21 se indica cada una de las categorías.

Tabla 21. Clasificación de los perfiles del suelo

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

Donde:

“ V_s ” es la velocidad de propagación de ondas secundarias.

“ N ” es el número de golpes del ensayo SPT.

“ S_u ” es la presión del suelo último.

Por lo tanto, dependiendo de la categoría del suelo existen coeficientes, los cuales son presentados en la Tabla 22:

Tabla 22. Coeficientes de perfil del suelo Fa, Fd y Fs

Fa: coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Analizado por profesional encargado					
Fd: amplificación para diseño en roca						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Analizado por profesional encargado					
Fs: comportamiento no lineal de los suelos						
Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Analizado por profesional encargado					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sísmo resistente.*

3.3.2.3. Espectro de diseño

El espectro elástico de diseño es aquel que permite la realización del análisis dinámico de la estructura. Cabe mencionar que la norma ecuatoriana de la construcción indica dos formas de análisis dinámico tales como: análisis dinámico espectral y análisis dinámico paso a paso en el tiempo, mismo que se basa en la información obtenida por acelerogramas.

NEC-SE-DS, plantea la manera de obtener el espectro elástico de aceleraciones en función de varios parámetros que permitirán calcular el espectro de diseño elástico de aceleraciones, mostrado en la Figura 12.

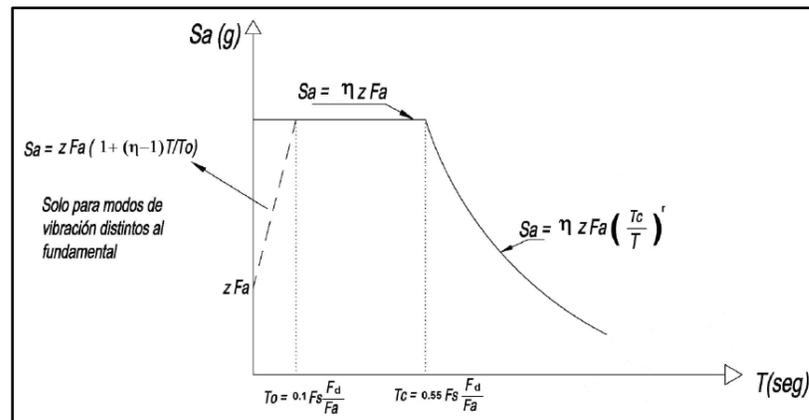


Figura 12. Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Donde:

S_a : espectro elástico de aceleraciones.

Z : factor de zona sísmica, “ F_a , F_d , F_s ”.

C : coeficientes del perfil del suelo.

η : relación de amplificación espectral.

Para este último parámetro la normativa indica los siguientes valores a ser adoptados:

- $\eta = 1.80$; Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

- $\eta = 2.48$; Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$; Provincias del Oriente

T: Periodo fundamental de vibración.

T_0, T_c , Periodos límites de vibración.

r: Factor utilizado en el espectro de diseño, la normativa indica los siguientes valores a ser adoptados:

- $r = 1$, para todo tipo de suelo a excepción del suelo de categoría E
- $r = 1.5$; para tipo de suelo de categoría E.

Por tanto, para la obtención de la gráfica del espectro elástico de diseño se utiliza las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (\text{Ec. 5})$$

Y de la misma manera la normativa permite el cálculo de los periodos límites de vibración T_c y T_L (utilizado en la definición del espectro de respuesta en desplazamientos), calculados a través de las siguientes expresiones.

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 6})$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d \quad (\text{Ec. 7})$$

3.3.2.4. Factor de importancia (I)

El factor de importancia (I) está ampliamente relacionada al uso o importancia de la estructura, el objetivo de este coeficiente es incrementar o disminuir el porcentaje de la

carga reactiva aplicada en la base, los valores que pueden adoptarse son presentados en la Tabla 23.

Tabla 23. Factor de importancia (I). Tipo de uso e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

3.3.2.5. Factor de reducción de resistencia sísmica

El objetivo de este factor es la reducción del efecto de las fuerzas sísmicas para que la estructura sea previsible a fallas, es decir que sus elementos sean dúctiles y de esta forma cumplir con uno de los puntos de la filosofía de diseño, la cual prevalece el resguardo de la vida del ser humano. La normativa ecuatoriana indica varias categorías en las que puede encontrarse la edificación a diseñar en función del sistema estructural como se indica en la Tabla 24.

Tabla 24. Coeficientes de reducción sísmica para sistemas estructurales dúctiles

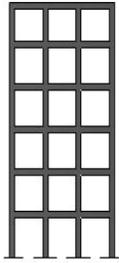
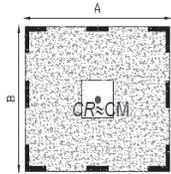
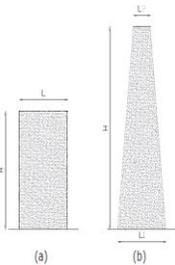
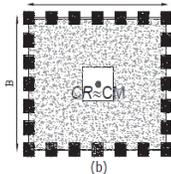
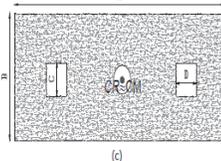
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

3.3.2.6. Configuración estructural

El objetivo de la configuración estructural es llegar a obtener estructuras simples y simétricas, tanto en planta como en elevación, para que tengan un buen desempeño ante el sismo de diseño. (NEC, 2015). A continuación se indica las configuraciones estructurales recomendadas en la Tabla 25.

Tabla 25. Configuraciones estructurales recomendadas

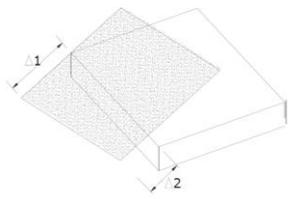
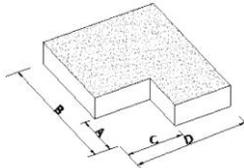
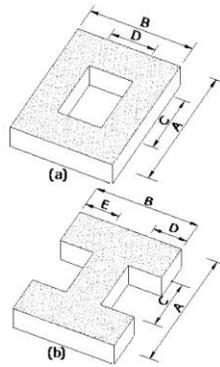
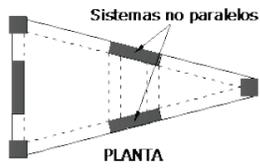
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi E_i=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi P_i=1$	
La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi E_i=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

3.3.2.7. *Coefficientes de irregularidad en planta y en elevación*

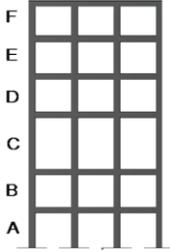
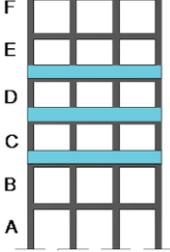
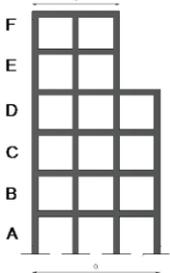
Los coeficientes de irregularidad tanto en planta ver Tabla 26, como en elevación ver Tabla 27 tienen como objetivo penalizar a la estructura en su desempeño ante el sismo de diseño. La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, plantea valores que pueden ser adoptados de acuerdo a la estructura a diseñar.

Tabla 26. Coeficientes de irregularidad en planta, ϕP

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi P_i=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente aun eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi P_i=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi P_i=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi P_i=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sísmico resistente.*

Tabla 27. Coeficientes de irregularidad en elevación, ϕE

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi E_i = 0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi E_i = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi E_i = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sísmico resistente.*

3.3.2.8. Cortante basal de diseño (V)

El cortante basal se la podría definir como un porcentaje de la carga sísmica aplicada a la base de la edificación. Esta carga reactiva (W) será igual a la carga muerta (D) a excepción de estructuras especiales destinadas a bodegas y almacenaje, en donde la carga reactiva (W) será igual a la carga muerta (D) más el 25% de la carga viva (L) del piso correspondiente. La NEC-SE-DS, expresa la siguiente ecuación para la obtención del cortante basal de diseño:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} W \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

“V” cortante basal total de diseño.

“I” coeficiente de importancia.

“Sa (Ta)” espectro de diseño en aceleración.

“R” factor de reducción de resistencia sísmica.

“øP” coeficiente de configuración en planta.

“øE” coeficiente de configuración en elevación.

“W” carga sísmica reactiva.

“Ta” periodo fundamental de vibración.

3.3.2.9. *Periodo fundamental de vibración (T)*

El periodo fundamental de vibración T, tanto para la dirección del eje “X” como para la dirección del eje “Y”, pueden ser establecidos por dos métodos, según la norma ecuatoriana de la construcción, los cuales se detallan a continuación.

a) Método 1

Este método permite el cálculo del periodo fundamental de vibración teniendo en cuenta el tipo de estructura, así como la altura de la edificación para cortante basal. Este valor es calculado por la siguiente expresión.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

“T” periodo fundamental de vibración, “Ct” coeficiente en función del tipo de estructura. “hn” altura máxima de la edificación de n pisos.

El coeficiente en función del tipo de la estructura, Ct y la potencia α , puede ser tomado de la Tabla 28.

Tabla 28. Coeficiente Ct de acuerdo al tipo de estructura

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

b) Método 2

Este método permite calcular el periodo fundamental de vibración a partir de las propiedades estructurales y deformaciones propias de los elementos. (NEC, 2015). De la misma forma la norma ecuatoriana de la construcción plantea la siguiente expresión:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

“fi” es la distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.

“ δ_i ” es la deflexión elástica del piso i.

“wi” es el peso asignado al nivel i.

Pero de la misma forma, la normativa indica que por este método no puede existir una excedencia del 30% del periodo fundamental de vibración calculado por el método 1.

Por tanto, para la comprensión del párrafo anterior, los autores del presente trabajo consideran que el periodo fundamental de vibración (T) de la estructura en estudio debe encontrarse en los siguientes rangos.

$$T_{m1} \leq T \leq 1.30 T_{m1}$$

Donde:

T_{m1} : Periodo fundamental de vibración calculada por el método 1.

3.3.2.10. *Distribución de fuerzas laterales*

La distribución de fuerzas laterales ocasionadas por el sismo depende del periodo fundamental de vibración de la estructura. Estas fuerzas son determinadas a través del método estático por la falta de un procedimiento riguroso del método dinámico (NEC, 2015).

Esas fuerzas laterales son definidas a partir de las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad ; \quad F_x = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} V \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

V: Cortante basal en la base de la estructura.

V_x : Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: Número de pisos de la estructura.

w_x : Peso asignado al piso x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i : Peso asignado al piso i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

h_x : Altura del piso x de la estructura.

h_i : Altura del piso i de la estructura.

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

- $k = 1$, para $T \leq 0.5$ (Ec. 12)

- $k = 0.75 + 0.5 T$, para $0.5 < T < 2.5$ (Ec. 13)

- $k = 2$, para $T \geq 2.5$ (Ec. 14)

3.3.2.11. *Distribución de fuerzas laterales en estructura de hormigón armado*

Para la edificación en hormigón armado las fuerzas laterales por sismo deben ser calculadas posterior a la modelación y análisis de la edificación. La Tabla 29 y Tabla 30 presentan un formato del procedimiento a efectuarse para la obtención de las fuerzas sísmicas en dirección “x” y en dirección “y” respectivamente. Cabe aclarar que desde el nivel N+1.26 correspondiente al subsuelo, es el nivel referencial a la rasante del terreno.

Tabla 29. Distribución de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura de hormigón armado

Distribución calculada de fuerzas laterales [sismo en X]					
Piso	hi (m)	W (t)	Wi*hi (t-m)	Wi*hi^k (t-m)	Fx (t)
TAPA GRADA (N+17.46)	16.20	Obtener el peso de la edificación por cada nivel	Efectuar la operación indicada	Obtener el coeficiente k en dirección “x”, posterior efectuar operación	Calcular fuerza sísmica en dirección “x” de acuerdo a lo indicado en 3.3.2.10
PISO 5 (N+14.76)	13.50				
PISO 4 (N+12.06)	10.80				
PISO 3 (N+9.36)	8.10				
PISO 2 (N+6.66)	5.40				
PISO 1 (N+3.96)	2.70				
SUBSUELO (N+1.26)	0.00				
BASE (N-1.74)	-3.00				
	Σ			Sumatoria	Sumatoria

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 30. Distribución de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura de hormigón armado

Distribución calculada de fuerzas laterales [sismo en Y]					
Piso	hi (m) (m)	W (t) (t)	Wi*hi (t-m)	Wi*hi^k (t-m)	Fy (t)
TAPA GRADA (N+17.46)	16.20	Obtener el peso de la edificación por cada nivel	Efectuar la operación indicada	Obtener el coeficiente k en dirección “y”, posterior efectuar operación	Calcular fuerza sísmica en dirección “y” de acuerdo a lo indicado en 3.3.2.10
PISO 5 (N+14.76)	13.50				
PISO 4 (N+12.06)	10.80				
PISO 3 (N+9.36)	8.10				
PISO 2 (N+6.66)	5.40				
PISO 1 (N+3.96)	2.70				
SUBSUELO (N+1.26)	0.00				
BASE (N-1.74)	-3.00				
Σ				Sumatoria	Sumatoria

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.3.2.12. *Distribución de fuerzas laterales en estructura mixta*

Para la edificación en estructura mixta las fuerzas laterales por sismo deben ser calculadas posterior a la modelación y análisis de la edificación. De igual forma la Tabla 31 y Tabla 32 presenta el procedimiento a seguir para la determinación de fuerzas sísmicas en dirección “x” y dirección “y” respectivamente para la estructura mixta

Tabla 31. Distribución de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura mixta

Distribución calculada de fuerzas laterales [sismo en X]					
Piso	hi (m)	W (t)	Wi*hi (t-m)	Wi*hi^k (t-m)	Fx (t)
TAPA GRADA (N+17.46)	16.20	Obtener el peso de la edificación por cada nivel	Efectuar la operación indicada	Obtener el coeficiente k en dirección “x”, posterior efectuar operación	Calcular fuerza sísmica en dirección “x” de acuerdo a lo indicado en 3.3.2.10
PISO 5 (N+14.76)	13.50				
PISO 4 (N+12.06)	10.80				
PISO 3 (N+9.36)	8.10				
PISO 2 (N+6.66)	5.40				
PISO 1 (N+3.96)	2.70				
SUBSUELO (N+1.26)	0.00				
BASE (N-1.74)	-3.00				
Σ				Sumatoria	Sumatoria

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 32. Distribución de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura mixta

Distribución calculada de fuerzas laterales [sismo en Y]					
Piso	hi (m) (m)	W (t) (t)	Wi*hi (t-m)	Wi*hi^k (t-m)	Fy (t)
TAPA GRADA (N+17.46)	16.20	Obtener el peso de la edificación por cada nivel	Efectuar la operación indicada	Obtener el coeficiente k en dirección “y”, posterior efectuar operación	Calcular fuerza sísmica en dirección “y” de acuerdo a lo indicado en 3.3.2.10
PISO 5 (N+14.76)	13.50				
PISO 4 (N+12.06)	10.80				
PISO 3 (N+9.36)	8.10				
PISO 2 (N+6.66)	5.40				
PISO 1 (N+3.96)	2.70				
SUBSUELO (N+1.26)	0.00				
BASE (N-1.74)	-3.00				
	Σ			Sumatoria	Sumatoria

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Obtenidas las fuerzas laterales para las dos estructuras, están tendrán que ser comprobadas con los resultados proporcionados en la modelación realizada en el paquete computacional.

3.4. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales en hormigón armado

Previamente realizado el análisis de carga, se procede al pre-dimensionamiento de elementos estructurales respetando los requisitos mínimos de diseño propuestas en la norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de estructuras de hormigón armado, NEC-SE-HM, y las referencias respectivas correspondiente a la normativa ACI 318S-08, así como en su versión más actual ACI 318-14.

3.4.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales

Se define como elementos horizontales para la estructura de hormigón armado a: losas nervadas diseñadas a flexión y corte, y a vigas de hormigón armado.

3.4.1.1. Pre-dimensionamiento de losas nervadas

Si bien la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-HM, no brinda especificaciones para el diseño de losas, esta indica que se deben cumplir los requisitos

propios de la normativa ACI 318S-08. Para el pre-dimensionamiento de una losa nervada se toma el panel más crítico, siendo el que se encuentra ubicado entre los ejes 2-3 y C-D como se muestra en la Figura 13.

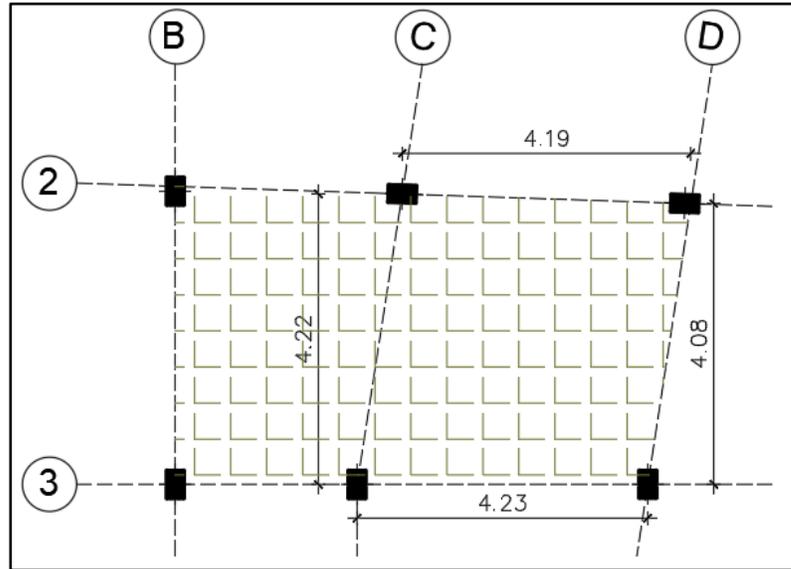


Figura 13. Panel crítico de losa a pre-dimensionar. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la Tabla 33 se indica los datos respecto a los materiales y a la geometría del paño utilizado para el ejemplo de cálculo, siendo este el paño crítico para ser sometido a análisis.

Tabla 33. Materiales y geometría del panel a pre-dimensionar. Estructura de hormigón armado

Materiales			
f_c	240	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
f_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero
γ_{horm}	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
γ_{acero}	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero
γ_{aliv}	0.85	t/m ³	Peso volumétrico del alivianamiento
Geometría del panel losa			
L mayor promedio	4.21	m	Longitud mayor promedio del panel
L menor promedio	4.15	m	Longitud menor promedio del panel

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para determinar la altura mínima de losa se plantean las siguientes ecuaciones propuestas en la normativa ACI 318S-08.

$$h(a) = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$h(b) = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

“h” es la altura mínima para losa maciza apoyada en vigas, “ln” es la luz libre de la dirección más larga del panel, “fy” es la resistencia de fluencia del acero de refuerzo, “ α_{fm} ” es la relación promedio de rigidez a flexión de viga y rigidez a flexión de losa, “ β ” es la relación de la luz más larga del panel y luz más corta del panel.

La Tabla 34 contiene los resultados obtenidos de la altura mínima de diseño para una losa maciza.

Tabla 34. Altura mínima de losa maciza. Estructura de hormigón armado

Cálculo de altura			
ln	421	cm	Luz libre en la dirección más larga del panel
β	1.01	cm	Relación entre luz larga y luz corta del panel
α_{fm}	0.2	s.u	Relación promedio de rigidez de viga y losa
h(a)	12.86	cm	Altura mínima de losa (ecuación a)
h(b)	10.26	cm	Altura mínima de losa (ecuación b)
h min	12.86	cm	Altura mínima de diseño en losa maciza

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

A continuación se mostrará el ejemplo de cálculo para la determinación de la altura de diseño para losa maciza y de esta manera obtener la altura de diseño equivalente para la losa nervada.

$$h(a) = \frac{(421) \left(0.8 + \frac{4200}{14000}\right)}{36 + 5(1.01)(0.2 - 0.2)} = 12.86 \text{ cm}$$

$$h(b) = \frac{(421) \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9(1.01)} = 10.26 \text{ cm}$$

De esta manera se obtiene un espesor de diseño de losa (h_{dis}) de 12.86 centímetros en losa maciza, el paso que se debe efectuar a continuación es calcular la altura equivalente de una losa maciza pero a partir de una nervada. Para el efecto se aplicará la siguiente expresión.

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{xx}}{b}} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

h_{eq} : Altura equivalente de losa maciza a partir de losa nervada.

I_{xx} : Inercia equivalente de una losa maciza a partir de una losa nervada.

b : Ancho de pedazo de losa analizada.

La Figura 14 muestra un esquema de la losa nervada con la nomenclatura de las dimensiones de nervios, bloque de alivianamiento y loseta de compresión; dichas dimensiones son indicadas en la Tabla 35 incluyendo datos como la inercia y la altura equivalente de la losa nervada de hormigón armado.

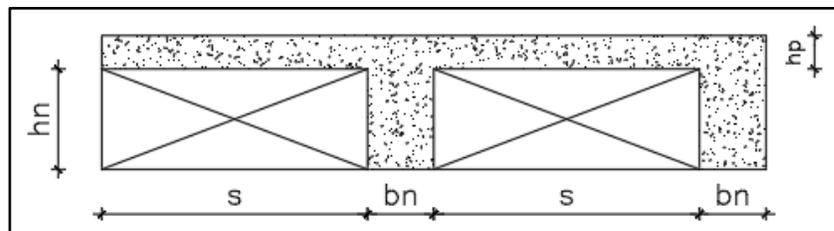


Figura 14. Esquema en elevación de losa nervada. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 35. Altura de losa nervada. Estructura de hormigón armado

Geometría de losa nervada			
hp	5	cm	Altura de loseta a compresión
hn	15	cm	Altura de aliviamiento
h	20	cm	Altura total de losa nervada
s	40	cm	Ancho de aliviamiento
bn	10	cm	Ancho de nervio
b	50	cm	Ancho de losa a analizar
Ixx	12708.3	cm ⁴	Inercia de la sección de losa analizada
heq	14.50	cm	Altura equivalente de losa

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

A continuación se indica el ejemplo de cálculo para la determinación de la altura equivalente de la losa nervada.

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{xx}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 12708.3}{50}} = 14.50 \text{ cm}$$

Por tanto, si la altura equivalente (heq.) es mayor que la altura de mínima (hmín.=12.86cm, ver tabla 34) se podrá decir que la altura de la losa nervada adoptada es la correcta para el diseño, caso contrario se aumentará el peralte de la losa nervada. Finalizando el pre-diseño de la losa, esta tendrá una altura de 20 cm con distribución 40-10-40-10 cm.

Adicionalmente se calcula la carga muerta producida por la losa nervada (w_{losaN}), misma que tendrá influencia para el diseño de vigas. La Figura 15 muestra un esquema en planta de la losa nervada, y los resultados obtenidos son presentados en la Tabla 36,

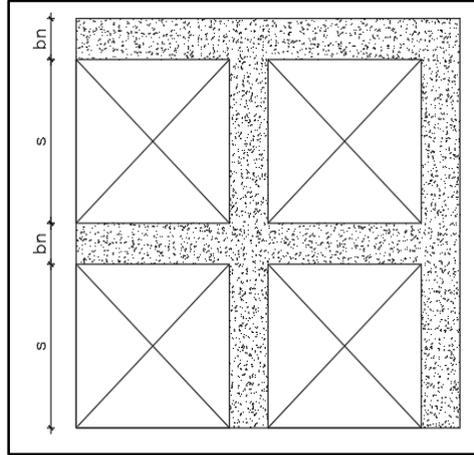


Figura 15. Esquema en planta de losa nervada. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 36. Carga muerta de losa nervada. Estructura de hormigón armado

Peso de la losa nervada			
Whorm	0.2496	t	Carga de hormigón en m2 de losa
Waliv	0	t	Carga de alivianamiento en m2 de losa
WlosaN	0.2496	t	Carga de losa en m2 de losa
wlosaN	0.2496	t/m2	Peso de losa nervada

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

A continuación se indicarán ejemplos de cálculo para la determinación del peso de la losa nervada, el peso del hormigón es calculado a partir de la siguiente expresión:

$$W_{\text{horm}} = (B^2 \cdot h - 4 \cdot s^2 \cdot hn) \cdot \gamma_{\text{horm}}$$

$$W_{\text{horm}} = [(100)^2 \cdot (20) - 4 \cdot (40)^2 \cdot (15)] \cdot (2.4) = 0.2496 \text{ t}$$

Cabe aclarar que en la tabla 36 no se calcula el peso generado por el alivianamiento ya que este es considerado en el análisis de cargas (apartado 3.3). La expresión para determinar el peso se dejará indicado.

$$W_{\text{aliv}} = 4 \cdot s^2 \cdot hn \cdot \gamma_{\text{aliv}}$$

De esta manera el peso de la losa por metro cuadrado será definido por el peso generado por el hormigón y el peso generado por el alivianamiento.

$$W_{\text{losaN}} = W_{\text{horm}} + W_{\text{aliv}}$$

$$W_{\text{losaN}} = 0.2496 + 0 = 0.2496 \text{ t/m}^2$$

3.4.1.2. Pre-dimensionamiento de vigas

El principio utilizado para el pre-dimensionamiento de vigas es el mosaico de cargas, el cual consta de trazar bisectrices en cada panel o tablero de losa y de esta manera se formaran las áreas tributarias correspondiente al mosaico de carga de cada viga como se aprecia en la Figura 16. La viga a ser analizada será siempre aquella con mayor longitud y mayor área tributaria, generalmente corresponde a la viga del panel más desfavorable elegida en el pre-dimensionamiento de la losa. A continuación se detallará brevemente el principio de mosaico de cargas para el pre-dimensionamiento de viga.

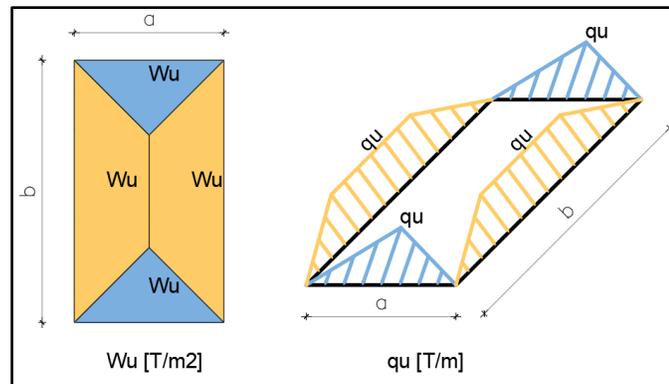


Figura 16. Principio de mosaico de cargas. Pre-dimensionamiento de vigas.
Fuente: (Chacón, 2018)

La carga repartida “qu” a lo largo de la viga más desfavorable a ser diseñada será.

$$qu = \frac{Wu \cdot a}{2} \text{ [T/m]} \quad (\text{Ec. 18})$$

Esta carga lineal “qu” repartida a lo largo de la viga generará un momento flector [Mu], cabe mencionar que varias bibliografías mencionan ecuaciones para determinar el momento de vigas ante distintas condiciones de borde así como tipos de cargas manteniendo la misma expresión, la cual se detalla a continuación.

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{C} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

Mu: Momento flector de la viga.

qu: Carga lineal repartida a lo largo de la viga.

L: Longitud de la viga.

C: Coeficiente que depende de las longitudes del panel.

El valor del coeficiente C, aparte de ser tomado en función de las longitudes del panel, también se encuentra en función de ser vano interior o exterior así como también si corresponde a momento positivo o negativo, estos valores pueden ser apreciados de mejor manera en la Tabla 37 y Tabla 38 respectivamente.

Tabla 37. Coeficiente para momentos positivo y negativo en vanos interiores

Vanos interiores - Momento positivo								
Longitud menor								
		3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
Longitud mayor	3 m	29	32	32	32			
	4 m	26	31	31	31	32	32	
	5 m	25	26	34	34	34	34	34
	6 m	24	24	29	33	33	33	33
	7 m		24	26	29	33	34	34
	8 m		24	25	27	30	33	33
	9 m			25	26	28	29	33
Vanos interiores - Momento negativo								
Longitud menor								
		3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
Longitud mayor	3 m	25	25	25	25			
	4 m	18	23	23	23	25	25	
	5 m	16	19	25	25	25	25	25
	6 m	14	16	20	25	25	25	25
	7 m		16	18	21	26	26	26
	8 m		15	16	19	22	24	25
	9 m			16	17	20	22	25

Fuente: (Chacón, 2018)

Tabla 38. Coeficiente para momentos positivo y negativo en vanos exteriores

		Vanos exteriores - Momento positivo						
		Longitud menor						
		3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
Longitud mayor	3 m	29	30	30	30			
	4 m	25	29	30	30	31	31	
	5 m	24	25	33	33	33	33	33
	6 m	23	24	28	33	33	33	33
	7 m		24	26	28	33	33	33
	8 m		23	25	26	30	33	32
	9 m			25	26	28	29	33
		Vanos exteriores - Momento negativo						
		Longitud menor						
		3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m
Longitud mayor	3 m	26	25	25	25			
	4 m	20	24	24	24	24	24	
	5 m	17	19	26	26	25	25	25
	6 m	15	17	21	26	25	25	25
	7 m		16	19	21	26	26	26
	8 m		15	17	19	22	24	25
	9 m			16	17	20	22	25

Fuente: (Chacón, 2018)

Para efectuar el pre-dimensionamiento de vigas se utilizará la ecuación de momento último para elementos sometidos a flexión. (McCormac, Jack; Brown, Russell, 2011)

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c}\right) \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

“Mu” es el momento flector último, “ø” es el factor de reducción de resistencia a flexión, “b” es el ancho de la viga, “d” es el peralte efectivo de la viga, “ρ” es la cuantía de refuerzo, “fy” es la resistencia a la fluencia del acero y “f’c” es la resistencia a la rotura para compresión.

Con la ecuación propuesta anteriormente, el paso siguiente es tener en cuenta los límites de la cuantía de refuerzo indicados en NEC-SE-HM, la misma que toma las expresiones de la ACI 318-08. A continuación se detallan las cuantías de refuerzo obtenidas para los materiales utilizados en el presente trabajo.

- $\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 240}{4200} \left(\frac{6120}{6120 + 4200} \right) = 0.0244$
- $\rho_{\text{mínima}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{\text{máxima}} = 0.5 \cdot \rho_b = 0.5 \cdot 0.0244 = 0.0122$

El valor de β_1 dependerá de la resistencia a la compresión f'_c del hormigón, para la presente se tomó 0.85. Cabe mencionar que este coeficiente debe encontrarse entre los valores de 0.85 a 0.65. El valor β_1 es determinado a partir de la Figura 17, como indicada la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-HM.

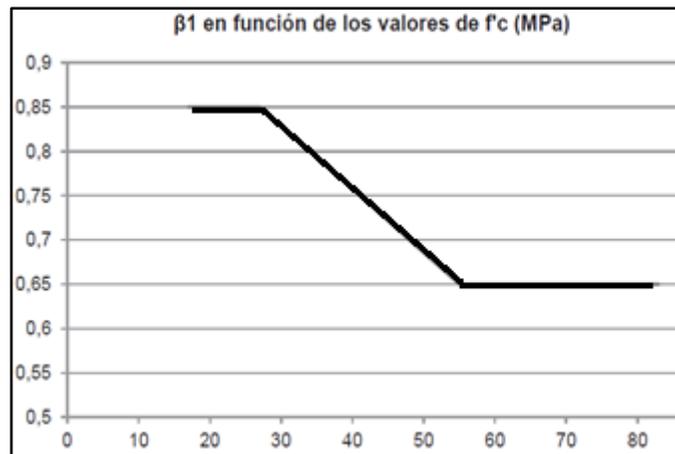


Figura 17. Determinación de β_1 en función de la resistencia del hormigón f'_c .
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-HM. Estructuras de hormigón armado.*

Finalmente con los límites de cuantías de refuerzo obtenidas se asume la cuantía mínima de refuerzo (0.0033) y se obtiene la ecuación para pre-dimensionamiento de acuerdo a los materiales indicados para el trabajo.

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot 4200 \cdot 0.0033 \cdot \left(1 - \frac{0.0033 \cdot 4200}{1.7 \cdot 240} \right)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{14 \cdot \phi \cdot b}} \quad (\text{Ec. 21})$$

Explicado el principio de análisis utilizado para el pre-dimensionamiento de vigas a continuación se indicará un ejemplo de cálculo de la viga más crítica analizada para el Edificio Escultores cuya longitud es de 4.27 metros ubicada entre los ejes 2-C y 3-C como muestra la Figura 18. Al tener ejes inclinados las longitudes de los paneles fueron estimados a través de un promedio entre sus distancias.

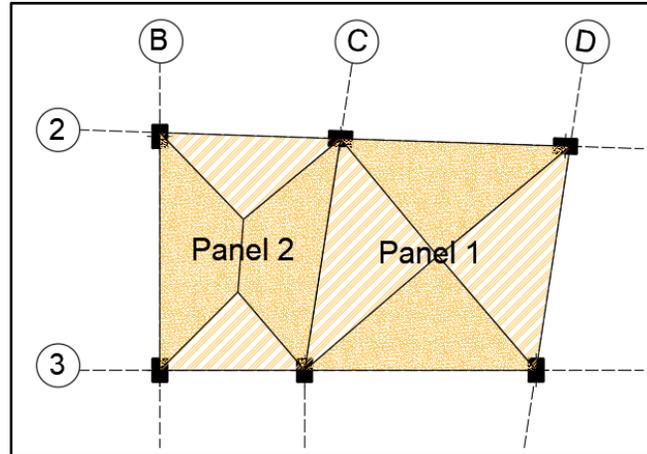


Figura 18. Mosaico de cargas viga interior. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La Tabla 39 muestra los materiales y geometría de paneles para el ejemplo de cálculo.

Tabla 39. Materiales y geometría de paneles adyacentes a viga interna. Estructura de hormigón armado

Materiales					
f'_c	240	kg/cm ²	Resistencia del hormigón		
f_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo		
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón		
γ acero	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero		
\emptyset	0.9	s.u	Factor de reducción por flexión		
β_1	0.85	s.u	Factor en función de f'_c		
Geometría del panel 1		Geometría del panel 2			
L mayor prom.	4.21	m	L mayor prom.	4.275	m
L menor prom.	4.15	m	L menor prom.	2.975	m
L viga	4.27	m	L viga	4.27	m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Definidas las características de los materiales y geometría de los paneles, se plantea las secciones de viga para los dos mosaicos de carga formados en dichos paneles y de esta manera establecer el análisis de cargas propia de la viga, mismos que son indicados en la Tabla 40.

Tabla 40. Geometría de la viga interna y cargas aplicadas. Estructura de hormigón armado

Geometría de viga				
Parámetros	Panel 1		Panel 2	
Base de la viga [b viga]	0.25	m	0.25	m
Altura de la viga [h viga]	0.50	m	0.50	m
Cara de columna [c]	0.30	m	0.30	m
Luz libre de viga [Ln viga]	3.97	m	3.97	m
Volumen de viga [Vol viga]	0.496	m ³	0.496	m ³
Peso de viga [W viga]	1.19	t	1.19	t
Área colaborante [A colab]	4.43	m ²	4.15	m ²
Cargas				
w D viga	0.2872	t/m ²	Peso de viga / unidad de área	
w D losaN	0.2496	t/m ²	Peso de losa nervada	
w PP (Apartado 3.3.)	0.350	t/m ²	Análisis de carga	
w L (Apartado 3.3.)	0.200	t/m ²	Análisis de carga	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la Tabla 40, la luz libre de la viga es determinada de la siguiente forma:

$$L_n \text{ viga} = L \text{ viga} - c$$

$$L_n \text{ viga} = 4.27 - 0.30 = 3.97$$

El peso de la viga por unidad de área será:

$$w \text{ D viga} = \frac{W \text{ viga}}{A \text{ colab}}$$

$$w \text{ D viga} = \frac{(b \text{ viga} \cdot h \text{ viga} \cdot L_n \text{ viga}) \cdot \gamma_{\text{horm}}}{\left[\frac{(2 \cdot L_{\text{may}} - L_{\text{men}}) \cdot L_{\text{men}}}{4} \right]}$$

$$w \text{ D viga} = \frac{1.19}{4.15} = 0.2872 \text{ t/m}^2$$

Calculadas las cargas que se aplicarán sobre la viga se procede a calcular el momento último de diseño para la viga. En esta etapa es donde se tiene que definir el coeficiente “C”, indicados y resaltados en la Tabla 37 y Tabla 38, propio de cada panel de losa para el cálculo de momentos.

- Panel 1:

$$Mu_{(+)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{31} ; Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{23}$$

- Panel 2:

$$Mu_{(+)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{26} ; Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{18}$$

La Tabla 41 contiene los valores de los parámetros necesarios para determinar el momento último de diseño con el que se obtendrá las dimensiones de la viga.

Tabla 41. Momento último de diseño de viga interna. Estructura de hormigón armado

Momento último de diseño de viga a flexión		
Parámetros	Panel 1	Panel 2
Carga por área [wu]	1.38 t/m ²	1.38 t/m ²
Longitud menor [a]	4.15 m	2.98 m
Carga lineal [qu]	2.87 t/m	2.06 t/m
Σ Carga lineal [qu dis]	4.93 t/m	4.93 t/m
Longitud de viga [L viga]	4.27 m	4.27 m
Momento positivo [Mu(+)]	2.90 t.m	3.46 t.m
Momento negativo [Mu(-)]	3.91 t.m	5.00 t.m
Momento de diseño [Mudis]	3.91 t.m	5.00 t.m
Factor de mayoración sismo	1.2 s.u	1.2 s.u
Mu diseño mayorado	4.69 t.m	5.99 t.m
Mu diseño mayorado	469098.60 kg.cm	599403.77 kg.cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la Tabla 41, cabe mencionar que la carga por área (wu) es calculada a partir de la combinación de carga: 1.2D + 1.6L, donde D corresponde a la carga muerta y L

corresponde a la carga viva. Para el respectivo ejemplo de cálculo se tomarán los valores del panel 2.

$$w_u = 1.2(w \text{ D viga} + w \text{ D losaN} + w \text{ PP}) + 1.6(w \text{ L})$$

$$w_u = 1.2(0.2872 + 0.2496 + 0.350) + 1.6(0.200) = 1.38 \text{ t/m}^2$$

La carga lineal se determina:

$$q_u = \frac{w_u \cdot a}{2}$$

$$q_u = \frac{1.38 \cdot 2.98}{2} = 2.06 \text{ t/m}$$

$$q_u \text{ dis} = q_u \text{ panel 1} + q_u \text{ panel 2} = 2.87 + 2.06 = 4.93 \text{ t/m}$$

Definida la carga lineal, se determina los momentos tanto positivo como negativo.

$$M_{u(+)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{C} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{26}$$

$$M_{u(+)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{26} = \frac{4.93 \cdot (4.27)^2}{26} = 3.46 \text{ t - m}$$

$$M_{u(-)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{C} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{18}$$

$$M_{u(-)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{18} = \frac{4.93 \cdot (4.27)^2}{18} = 5.00 \text{ t - m}$$

Por tanto el momento de diseño será el máximo calculado.

$$M_{u \text{ dis}} = \text{máximo}(M_{u(+)}; M_{u(-)})$$

$$M_{u \text{ dis}} = 5.00 \text{ t - m}$$

El momento de diseño es multiplicado por un factor de mayoración por sismo para un pre-dimensionamiento conservador, este factor de mayoración queda a criterio del diseñador estructural para ser utilizado. (Chacón, 2018)

$$\text{Mu diseño mayorado} = f \text{ may sismo} \cdot \text{Mu dis}$$

$$\text{Mu diseño mayorado} = 1.2 \cdot 5.00 = 5.99 \text{ t} - \text{m} = 599\,403.77 \text{ kg} - \text{cm}$$

Finalmente para el pre-dimensionamiento del peralte efectivo de la viga se utilizará el máximo momento último (Mu sismo) entre los dos paneles, siendo este de 4.27 t-m.

$$d = \sqrt{\frac{\text{Mu}}{14 \cdot \phi \cdot b}} = \sqrt{\frac{599403.77 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{14 \cdot 0.9 \cdot 25}} = 47.62 \text{ cm}$$

Tabla 42. Pre-dimensionamiento de viga interna. Estructura de hormigón armado

Secciones de la viga	
Base de la viga [b]	25.00 cm
Peralte de la viga [d]	47.62 cm
Recubrimiento [e]	4 cm
Altura de viga [h = d+e]	51.62 cm
Sección asumida	25 x 50 [cm]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Las secciones de vigas de los niveles restantes fueron calculadas con el mismo análisis, cabe mencionar que las cargas con las que fueron pre-dimensionadas son: peso propio de la viga, losa, mampostería y carga viva. La Tabla 43 muestran los resultados obtenidos.

Tabla 43. Secciones preliminares de vigas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura de hormigón armado

Piso	Elemento	Nomenclatura	Dimensiones	
			b [cm]	h [cm]
SUBSUELO	Viga Central	Viga 25x50 - sub	25	50
PISO 1		Viga 30x50	30	50
PISO 2		Viga 30x50	30	50
PISO 3		Viga 30x50	30	50
PISO 4		Viga 25x40	25	40
PISO 5		Viga 25x40	25	40
SUBSUELO	Viga de borde	Viga 25x40 - sub	25	40
PISO 1		Viga 25x35	25	35
PISO 2		Viga 25x35	25	35
PISO 3		Viga 25x35	25	35
PISO 4		Viga 25x30	25	30
PISO 5		Viga 25x30	25	30

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.4.2. *Pre-dimensionamiento de elementos verticales*

Se define como elementos verticales a columnas y diafragmas, este último será utilizado siempre que la estructura lo requiera, NEC-SE-DS indica que estos elementos serán “diseñados para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano, cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.” (NEC, 2015)

3.4.2.1. *Pre-dimensionamiento de columnas*

Las columnas son elementos que trabajan a flexo-compresión, su pre-dimensionamiento es basado ante carga axial. Si bien ninguna columna es cargada de forma axial perfecta, su diseño ante la misma es muy aproximada para que el elemento cumpla con la resistencia y rigidez requerida para la estructura (McCormac, Jack; Brown, Russell, 2011). El principio utilizado para el pre-dimensionamiento será el de áreas cooperantes.

La norma ecuatoriana de la construcción, en su capítulo de estructuras de hormigón armado hace referencia a la ACI 318S-08 para su diseño, donde se propone la siguiente expresión para elementos sometidos a carga axial no pre-esforzados con estribos.

$$\phi \cdot Pn_{(m\acute{a}x)} = 0.80 \cdot \phi [0.85 \cdot f'c \cdot (Ag - Ast) + fy \cdot Ast] \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

“ ϕ ” es el factor que depende del tipo de refuerzo, $\phi = 0.65$ para elementos con estribos, “ $Pn_{(m\acute{a}x)}$ ” es la resistencia máxima axial de diseño, “ Ag ” es el área bruta de la sección de hormigón, y “ Ast ” es el área del refuerzo longitudinal.

Sabiendo que los elementos sometidos a esfuerzos axiales deben ser diseñados con el momento máximo generado por la carga axial última mayorada (Pu), se tiene la siguiente expresión (ACI , 2008).

$$Pu = \phi \cdot Pn \quad (\text{Ec. 23})$$

De lo que se desprende la ecuación principal para el pre-dimensionamiento de columnas en función de la carga axial mayorada y los materiales descritos en el Capítulo III.

$$Pu = 0.80 \cdot \phi [0.85 \cdot f'c \cdot (Ag - Ast) + fy \cdot Ast] \quad (\text{Ec. 24})$$

A partir de la ecuación generada se asumirá el caso en que el acero de refuerzo longitudinal sea $Ast = 0$, ya que de esta manera el pre-dimensionamiento será más conservador. La ecuación que a continuación será presentada está en unidades de kg-cm.

- Si $Ast = 0$

$$Pu = 0.80 \cdot \phi [0.85 \cdot f'c \cdot (Ag)]$$

$$Pu = 0.80 \cdot (0.65) [0.85 \cdot (240) \cdot (Ag)]$$

$$Ag = \frac{Pu}{110} \quad (\text{Ec. 25})$$

Explicado el principio y las respectivas ecuaciones para el pre-dimensionamiento de columnas, se procede a identificar la columna interna más crítica del Edificio Escultores ubicada en el eje 2-C como se muestra en la Figura 19, para fin de ejemplo de cálculo indicando el área cooperante de la misma.

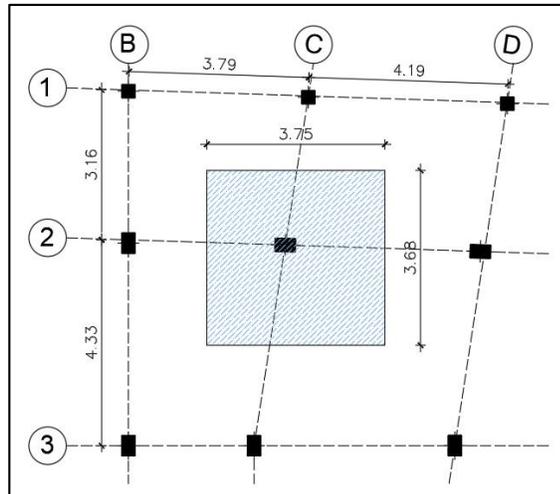


Figura 19. Área cooperante columna interior. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La Tabla 44 muestra los datos de los materiales y geometría para el ejemplo de cálculo.

Tabla 44. Materiales y geometría de área cooperante de columna interna. Estructura de hormigón armado

Materiales			
f_c	240	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
f_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
Geometría del palen para columna			
L_{may}	3.75	m	Longitud mayor
L_{men}	3.68	m	Longitud menor
A colab	13.80	m ²	Área colaborante

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Definidas las características de los materiales y geometría de área cooperante, se define una sección la columna para posteriormente realizar el respectivo análisis de carga que va a soportar. Cabe mencionar que se iniciará asumiendo una sección cuadrada como indica la Tabla 45, así como el análisis de carga correspondiente al peso propio de la columna.

Tabla 45. Geometría de la columna interna y cargas aplicadas. Estructura de hormigón armado

Parámetros		Geometría columna	
Cara de columna [c]		0.40	m
Altura entrepiso [Hc]		2.7	m
Volumen de columna [Vol col]		0.432	m ³
Peso de columna [W col]		1.04	t
Cargas			
w D col	0.0751	t/m ²	Peso de columna
w D viga	0.2872	t/m ²	Peso de viga
w D losaN	0.2496	t/m ²	Peso de la losa nervada
w PP (Apartado 3.3.)	0.350	t/m ²	Análisis de carga.
w L (Apartado 3.3.)	0.200	t/m ²	Análisis de carga.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

$$w D col = \frac{W col}{A colab}$$

$$w D col = \frac{(Vol col) \cdot \gamma_{horm}}{L_{may} \cdot L_{men}}$$

$$w D col = \frac{[(0.40)^2 \cdot 2.70] \cdot 2.4}{13.8} = 0.0751 \text{ t/m}^2$$

Definidas las cargas actuantes que soportará la columna se procede al cálculo de la resistencia axial última de diseño, cuyos resultados se muestran en la Tabla 46.

Tabla 46. Carga axial última de diseño de columna interna. Estructura de hormigón armado

Carga axial última para columna		
Parámetros	Panel 1	
Carga por área [wu]	1.47	t/m ²
Número de pisos [n]	7.00	u
Área colaborante [A colab]	13.80	m ²
Carga axial última [Pu]	142.42	t
f may sismo	1.2	s.u.
Pu diseño mayorado	170.91	t

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la Tabla 46, cabe mencionar que la carga por área “wu” es calculada a partir de la combinación de carga: 1.2D + 1.6L, donde D corresponde a la carga muerta y L corresponde a la carga viva, ambas soportadas por la columna.

$$w_u = 1.2(w_D \text{ col} + w_D \text{ viga} + w_D \text{ losaN} + w_{PP}) + 1.6(w_L)$$

$$w_u = 1.2(0.0751 + 0.2872 + 0.2496 + 0.350) + 1.6(0.200) = 1.47 \text{ t/m}^2$$

La carga axial última de diseño será:

$$P_u = w_u \cdot n \cdot A_{\text{colab}}$$

$$P_u = 1.47 \cdot 7 \cdot 13.80 = 142.42 \text{ t}$$

Esta carga axial última de diseño será multiplicada por un factor de mayoración por sismo, esta operación quedará a criterio del diseñador estructural. (Chacón, 2018)

$$P_u \text{ diseño mayorado} = f_{\text{may sismo}} \cdot P_u$$

$$P_u \text{ diseño mayorado} = 1.2 \cdot 142.42 = 170.91 \text{ t}$$

Finalmente para el pre-dimensionamiento de la columna se utilizará la carga axial última por sismo “Pu diseño mayorado”.

$$A_g = \frac{P_u}{110} = \frac{170.91 \cdot 1000}{110} = 1553.71 \text{ cm}^2$$

$$c = \sqrt{A_g} = \sqrt{1553.71} = 39.42 \text{ cm}$$

Tabla 47. Pre-dimensionamiento de columna interna. Estructura de hormigón armado

Sección de columna	
Área de la sección [Ag]	1553.71 cm ²
Cara de la columna [c]	39.42 cm
Sección definitiva	40X40 [cm]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Presentado los ejemplos de cálculo, las secciones de columnas obtenidas para la estructura de hormigón armado son las presentadas en la Tabla 48. Cabe mencionar que

los pesos que intervienen para dicho pre-dimensionamiento son: peso propio de columna, viga, losa, mampostería y carga viva correspondiente a cada nivel.

Tabla 48. Secciones preliminares de columnas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura de hormigón armado

Piso	Elemento	Nomenclatura	Dimensiones	
			b [cm]	h [cm]
SUBSUELO	Columna Central	Col 40x40 - sub	40	40
PISO 1		Col 35x35	35	35
PISO 2		Col 35x35	35	35
PISO 3		Col 35x35	35	35
PISO 4		Col 30x30	30	30
PISO 5		Col 30x30	30	30
SUBSUELO	Columna de borde	Col 30x30 - sub	30	30
PISO 1		Col 30x30	30	30
PISO 2		Col 30x30	30	30
PISO 3		Col 30x30	30	30
PISO 4		Col 30x30	30	30
PISO 5		Col 30x30	30	30

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales en estructura mixta

De igual manera, posterior al análisis de carga se procede al pre-dimensionamiento de elementos estructurales para la estructura mixta cumpliendo los requerimientos de las normativas indicadas para la estructura de hormigón armado, y adicional a estas se utilizará la norma ecuatoriana de la construcción en su capítulo de estructuras de acero, NEC-SE-AC. Cabe mencionar que los principios de pre-dimensionamiento de elementos de hormigón armado fueron explicados anteriormente y, por consiguiente, este apartado tendrá únicamente cálculos tipo para dichos elementos.

3.5.1. Pre-dimensionamiento de elementos horizontales

Se define como elementos horizontales a: losas con placa colaborante, vigas de hormigón armado y acero laminado en caliente con especificación ASTM A-36 cuyo límite de fluencia es de 36 ksi cuya equivalencia es de 2536.37 kg/cm².

3.5.1.1. Pre-dimensionamiento de losa con placa colaborante

El pre-dimensionamiento de la placa colaborante o steel deck es definido a partir de catálogos del fabricante, en donde el objetivo del cálculo es encontrar el espesor de la placa que generalmente se encuentra en función de: la carga viva sobrepuesta en la losa y de la máxima luz sin apuntalar según condiciones de apoyo, la Figura 20 muestra una vista en corte de la placa colaborante comercial.

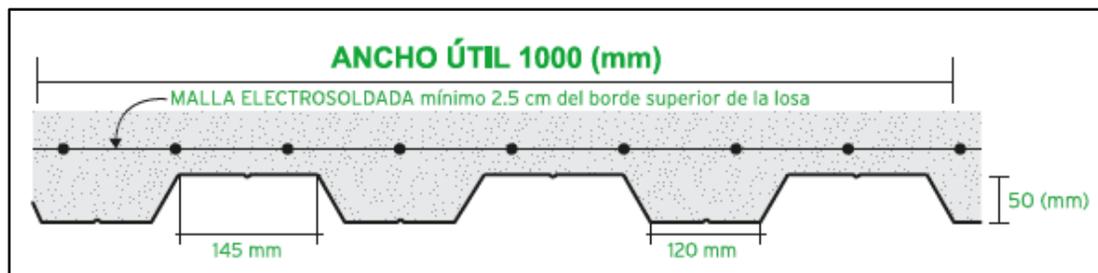


Figura 20. Esquema de placa colaborante.
Fuente: Kubiec. (2018). Catálogo Kubilosa.

Para el presente trabajo se determina el panel más crítico de la losa a ser analizado, ver Figura 21, el mismo que presenta las características tanto de materiales como de geometría de paneles indicadas en la Tabla 49 necesarios para el pre-dimensionamiento de la placa colaborante.

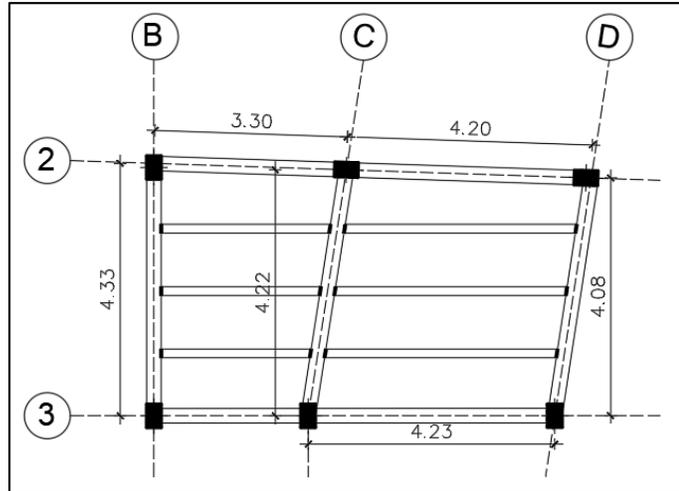


Figura 21. Panel crítico para placa colaborante. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Tabla 49. Materiales y geometría de panel a pre-dimensionar para losa deck. Estructura mixta

Materiales			
Fy	2536.37	kg/cm ²	Fluencia del acero estructural A-36
Fu	4086.37	kg/cm ²	Esfuerzo último de fluencia
γ acero	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
Geometría del panel para placa losa			
L mayor promed,	4.21	m	Longitud mayor promedio
L menor promed.	4.15	m	Longitud menor promedio
L viga	4.27	m	Longitud de viga
L vigueta	4.15	m	Longitud de vigueta
n (nro vigts)	3	u	Número de viguetas
Lap	1.07	m	Longitud de apuntalamiento (Lviga/n+1)

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Definidas los materiales de la placa colaborante y geometría del panel, el pre-dimensionamiento de la placa deck puede ser realizado en condiciones de resistencia o de serviciabilidad. En condiciones de resistencia el fabricante indica la capacidad que tiene la placa colaborante para resistir las cargas sobreimpuestas, en tanto en cuanto ya exista un análisis de cargas previo, definiendo de esta manera la separación entre apoyos o condición de apuntalamiento. Por otro lado, en condiciones de serviciabilidad se analiza

las deflexiones que podría sufrir la placa por la excesiva separación entre apoyos que brinda la condición de resistencia. Por lo explicado anteriormente, para el presente trabajo se hará uso de los valores indicados por el fabricante mostrados en la Figura 22, en función de la máxima luz sin apuntalar (condición de serviciabilidad).

MÁXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO					
ESPESOR KUBILOSA (mm)	CONDICIÓN DE APOYO	ESPESOR DE LOSA (cm)			
		5	6	7	8
0,65	UNA LUZ	1,59	1,52	1,47	1,42
	DOS LUCES	2,06	1,98	1,90	1,84
	TRES LUCES	1,91	1,83	1,76	1,70
0,70	UNA LUZ	1,63	1,56	1,50	1,45
	DOS LUCES	2,12	2,03	1,95	1,89
	TRES LUCES	1,95	1,87	1,80	1,74
0,76	UNA LUZ	1,67	1,60	1,54	1,49
	DOS LUCES	2,17	2,08	2,01	1,94
	TRES LUCES	2,01	1,92	1,85	1,79
0,90	UNA LUZ	1,77	1,70	1,63	1,58
	DOS LUCES	2,30	2,20	2,12	2,05
	TRES LUCES	2,12	2,03	1,96	1,89

Figura 22. Máxima luz sin apuntalar según condiciones de apoyo.
Fuente: Kubiec. (2018). *Catálogo Kubilosa*.

Al analizar los datos proporcionados por el fabricante se define la placa colaborante con espesor (tp) igual a 0.65 milímetros, 5 centímetros de loseta por encima del nervio referenciados en (ACI, 2014), ver apartado 2.2.1, luz máxima de 1.91 metros. La Figura 23 muestra un corte tipo de la placa colaborante obtenida del paquete computacional Etabs v.16, el mismo que indica la nomenclatura de cada una de sus dimensiones; los conectores de cortante indicados en la figura son aquellos que mejoran la adherencia del sistema compuesto hormigon y acero estructural, para el presente serán utilizados varillas corrugados tipo gancho cerrado mismo que será diseñado en el Capítulo V, sección 5.2.3.5.

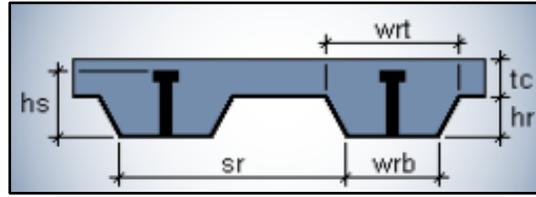


Figura 23. Corte de placa colaborante. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

En la Tabla 50 se resumen las dimensiones de la placa así como el peso de la losa por metro cuadrado.

Tabla 50. Dimensiones de placa colaborante (deck). Estructura mixta

Geometría placa deck			
Lap max	1.91	m	Longitud máxima de apuntalamiento
e	0.65	mm	Espesor placa deck
hr	5	cm	Altura del nervio de la placa deck
tc	5	cm	Altura por encima del nervio
ht	10	cm	Altura total de losa
wrt	14.5	cm	Ancho de lámina en la parte superior
wrb	12	cm	Ancho de la lámina en la parte inferior
sr	33.33	cm	Espaciamiento entre valles de la placa
Peso de la placa y volumen de hormigón / m2			
Vol horm	0.0695	m3/m2	Volumen de hormigón / m2
w deck	6.37	kg/m2	Peso de la placa deck
w D horm	0.1668	t/m2	Peso del hormigón
w D losa Deck	0.17317	t/m2	Peso total de la losa deck

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Los resultados presentados de volumen de hormigón por metro cuadrado y peso de la placa deck es obtenida del catálogo del fabricante, a partir de estos valores se puede calcular el peso del hormigón y el peso total de la losa deck.

$$w D \text{ horm} = \text{Vol horm} \cdot \gamma_{\text{horm}}$$

$$w D \text{ horm} = 0.0695 \cdot 2.4 = 0.1668 \text{ t/m}^2$$

$$w D \text{ losa Deck} = w \text{ deck} + w D \text{ horm} = 0.00637 + 0.1668 = 0.1732 \text{ t/m}^2$$

3.5.1.2. *Pre-dimensionamiento de viguetas laminadas en caliente*

El pre-dimensionamiento de viguetas metálicas para el presente trabajo se lo ha tomado bajo la condición de vigas simplemente apoyadas, es decir que no se generará momentos en el apoyo, para el pre-dimensionamiento se utiliza el panel más crítico, ver Figura 24.

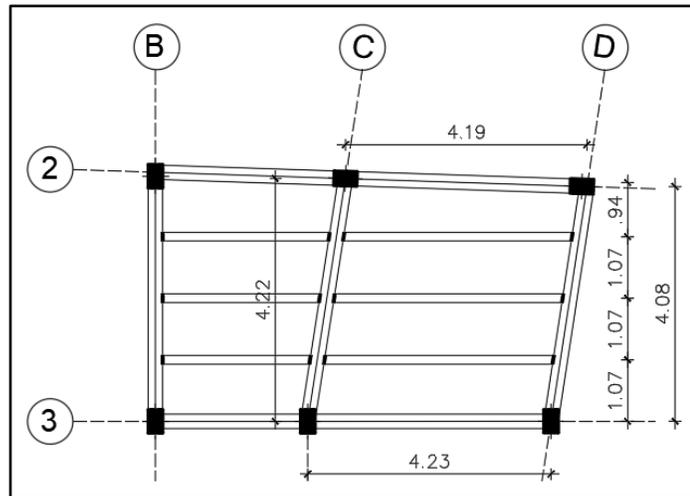


Figura 24. Esquema de viguetas, panel crítico. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La Tabla 51 contiene los datos de materiales y geometría del panel para las viguetas.

Tabla 51. Materiales y geometría del panel para vigueta. Estructura mixta

Materiales			
Fy	2536.37	kg/cm ²	Fluencia del acero estructural A-36
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
Øb	0.9	s.u	Factor de reducción por flexión
Geometría del panel			
Lmayor promed.	4.21	m	Longitud mayor promedio
Lmenor promed.	4.15	m	Longitud menor promedio
L viga	4.27	m	Longitud de viga
L vigueta	4.15	m	Longitud de vigueta
n	3	u	Número de viguetas
Lap	1.07	m	Longitud de apuntalamiento

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La longitud de apuntalamiento presentada en la anterior tabla es calculada a partir de la siguiente expresión. (Chacón, 2018)

$$L_{ap} = \frac{L_{viga}}{n + 1} \quad (\text{Ec. 26})$$

$$L_{ap} = \frac{4.27}{3 + 1} = 1.07 \text{ m}$$

Definido los materiales de la vigueta y geometría del panel se determina la carga que va a estar soportada en la vigueta. Para el efecto se tendrá que asumir una vigueta para el panel, esto para obtener el peso propio de la misma y de esta manera tener un dato más acertado de la sección a seleccionar, estos resultados se expresan en la Tabla 52.

Tabla 52. Características de la vigueta y cargas aplicadas. Estructura mixta

Características de la vigueta asumida			
W vigueta/m	0.0179	t/m	Peso de la sección por metro lineal
L vigueta	4.15	m	Longitud de vigueta
W vigueta	0.0743	t	Peso de la sección
A colab	4.43	m ²	Área colaborante de la vigueta
Cargas			
w D vigueta	0.0168	t/m ²	Peso propio de la vigueta
w D losa Deck	0.1732	t/m ²	Peso propio de la losa deck
w PP (Apartado 3.3.)	0.230	t/m ²	Análisis de carga
w L (Apartado 3.3.)	0.200	t/m ²	Análisis de carga
wu	0.82	t/m ²	Carga última aplicada en la vigueta

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

A continuación se presentarán los cálculos para los valores presentados en la Tabla 52. El primer punto es obtener el peso de la sección por metro lineal que es obtenido en catálogo del fabricante Novacero para un perfil IPE 160 en función al módulo seccional plástico.

$$W_{vigueta/m} = 0.0179 \text{ t/m}$$

El peso de la sección será definida a partir de la siguiente ecuación.

$$W_{vigueta} = W_{vigueta/m} \cdot L_{vigueta}$$

$$W_{vigueta} = 0.0179 \cdot 4.15 = 0.0743 \text{ t}$$

El área colaborante correspondiente a la vigueta estará definida por la longitud de la vigueta y la longitud de apuntalamiento.

$$A_{\text{colab}} = L_{\text{vigüeta}} \cdot \text{Lap} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$A_{\text{colab}} = 4.15 \cdot 1.07 = 4.43 \text{ m}^2$$

Con los valores obtenidos se determina el peso propio de la vigueta,

$$w_{\text{vigüeta}} = \frac{W_{\text{vigüeta}}}{A_{\text{colab}}}$$

$$w_{\text{vigüeta}} = \frac{0.0743}{4.43} = 0.0168 \text{ t/m}^2$$

Finalmente la carga última aplicada en la vigueta es la combinación de cargas.

$$w_u = 1.2 (w_D \text{ vigüeta} + w_D \text{ losa} + w_{PP}) + 1.6(w_L)$$

$$w_u = 1.2 (0.0168 + 0.1732 + 0.230) + 1.6(0.200) = 0.82 \text{ t/m}^2$$

Definidas las cargas actuantes que tendrá que soportar la vigueta, se determina la sección de la misma, estos resultados son presentados en la Tabla 53.

Tabla 53. Momento último de diseño de vigueta. Estructura mixta

Momento flector de la vigueta		
L vigueta	4.15 m	Longitud de vigueta
Lap	1.07 m	Longitud de apuntalamiento
qu	0.88 t/m	Carga lineal última
Mu	1.89 t.m	Momento flector
Módulo seccional plástico		
Z req	82.95 cm ³	Módulo seccional plástico requerido

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Donde la carga lineal última es calculada con la expresión:

$$q_u = w_u \cdot \text{Lap}$$

$$q_u = 0.82 \cdot 1.07 = 0.88 \text{ t/m}$$

A partir de la carga lineal última se obtiene el momento flector en condición de viga simplemente apoyada.

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{0.88 \cdot (4.15)^2}{8} = 1.89 \text{ t} - \text{m}$$

Y finalmente se determina el módulo seccional plástico que está en función del momento flector calculado, el factor de reducción por flexión y la fluencia del acero estructural.

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi_b \cdot F_y} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{1.89}{0.9 \cdot 2536.37} = 82.95 \text{ cm}^3$$

Presentado los cálculos tipo, las secciones de viguetas obtenidas para la estructura de hormigón armado son las presentadas en la Tabla 54.

Tabla 54. Secciones preliminares de viguetas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta

PERFI	Peso	d	bf	tw	tf	R	Módulo seccional
L	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	Z [cm³]
IPE 80	6.00	80	46	3.80	5.20	5.00	20.00
IPE 100	8.10	100	55	4.10	5.70	5.00	34.20
IPE 120	10.40	120	64	4.40	6.30	5.00	53.00
IPE 140	12.90	140	73	4.70	6.90	7.00	77.30
IPE 160	15.80	160	82	5.00	7.40	7.00	109.00
IPE 180	18.80	180	91	5.30	8.00	7.00	140.00

Fuente: Novacero, (2018). *Catálogo de acero*.

La Figura 25 muestra el esquema de un perfil IPE comercial utilizado para la estructura mixta.

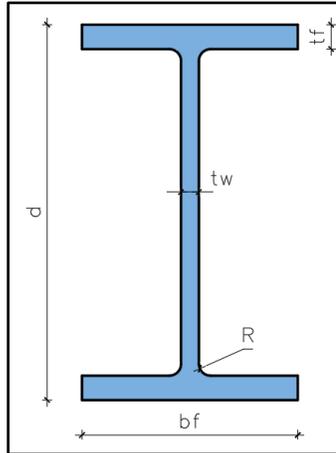


Figura 25. Esquema de vigueta IPE. Estructura mixta.
Fuente: Novacero, (2018). *Catálogo de acero*.

3.5.1.3. Pre-dimensionamiento de vigas

Para el pre-dimensionamiento de vigas de hormigón armado para edificación en estructura mixta se procede a utilizar el mismo principio explicado en la estructura de hormigón armado, apartado 3.4.1.2 (Chacón, 2018). En la Figura 26 se indica que la viga crítica está ubicada entre los ejes 2-C y 3-C cuya longitud es de 4.27 metros.

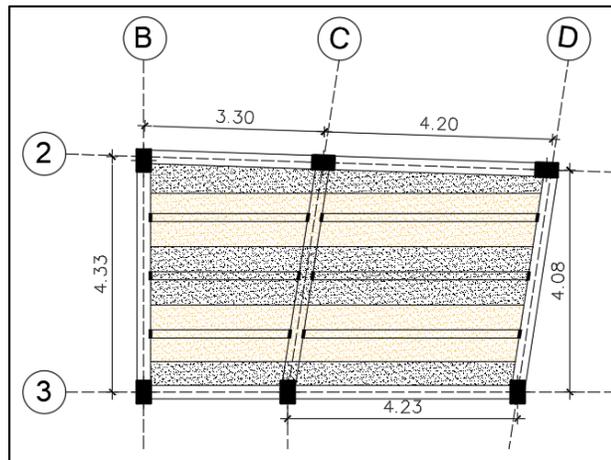


Figura 26. Mosaico de cargas viga interior. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La Tabla 55 presenta los datos de materiales y geometría del panel para las vigas.

Tabla 55. Materiales y geometría de paneles adyacentes a viga interna. Estructura mixta

Materiales					
f_c	240	kg/cm ²	Resistencia del hormigón		
f_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo		
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón		
γ acero	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero		
\emptyset	0.9	s.u	Factor de reducción por flexión		
β_1	0.85	s.u	Factor en función de f_c		
Geometría del panel 1		Geometría del panel 2			
L mayor prom.	4.21	m	L mayor prom.	4.275	m
L menor prom.	4.15	m	L menor prom.	2.975	m
L viga	4.27	m	L viga	4.27	m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Definidas las características de los materiales y geometría de los paneles, se plantea las secciones de viga para los dos mosaicos de carga formados en dichos paneles y de esta manera establecer el análisis de cargas para la viga en una estructura mixta, presentada en la Tabla 56.

Tabla 56. Geometría de la viga interna y cargas aplicadas. Estructura mixta

Geometría de viga				
Parámetros	Panel 1		Panel 2	
Base de la viga [b]	0.25	m	0.25	m
Altura de la viga [h]	0.45	m	0.45	m
Cara de columna [c]	0.30	m	0.30	m
Luz libre de viga [Lviga]	3.97	m	3.97	m
Volumen de viga [Vol viga]	0.447	m ³	0.447	m ³
Peso de viga [W viga]	1.07	t	1.07	t
Área colaborante [A colab]	4.43	m ²	4.15	m ²
Cargas				
w D viga	0.2585	t/m ²	Peso de viga	
w D vigueta	0.0168	t/m ²	Peso de la vigueta	
w D losa Deck	0.1732	t/m ³	Peso de la losa Deck	
w PP (Apartado 3.3.)	0.230	t/m ²	Análisis de carga.	
w L (Apartado 3.3.)	0.200	t/m ²	Análisis de carga.	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la tabla mostrada, la luz libre de la viga es determinada de la siguiente forma:

$$L_n \text{ viga} = L \text{ viga} - c$$

$$L_n \text{ viga} = 4.27 - 0.30 = 3.97$$

El peso de la viga por unidad de área será:

$$w \text{ D viga} = \frac{W \text{ viga}}{A \text{ colab}}$$

$$w \text{ D viga} = \frac{(b \text{ viga} \cdot h \text{ viga} \cdot L_n \text{ viga}) \cdot \gamma_{\text{horm}}}{\left[\frac{(2 \cdot L_{\text{may}} - L_{\text{men}}) \cdot L_{\text{men}}}{4} \right]}$$

$$w \text{ D viga} = \frac{1.07}{4.15} = 0.2585 \text{ t/m}^2$$

Realizado el análisis de carga se determina el momento último aplicado sobre la viga, ver Tabla 57, donde los momentos están definidos a partir de las expresiones propuestas por (Chacón, 2018), donde el coeficiente “C” está referenciado en la Tablas 37 y Tabla 38.

- Panel 1:

$$Mu_{(+)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{31} ; Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{23}$$

- Panel 2:

$$Mu_{(+)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{26} ; Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot L^2}{C} = \frac{qu \cdot L^2}{18}$$

Tabla 57. Momento último de diseño de viga interna. Estructura mixta

Momento último de diseño de viga a flexión		
Parámetros	Panel 1	Panel 2
Carga por área [wu]	1.13 t/m ²	1.13 t/m ²
Longitud menor [a]	4.15 m	2.98 m
Carga lineal [qu]	2.35 t/m	1.69 t/m
Σ Carga lineal [qu dis]	4.04 t/m	4.04 t/m
Longitud de viga [L viga]	4.27 m	4.27 m
Momento positivo [Mu(+)]	2.38 t.m	2.83 t.m
Momento negativo [Mu(-)]	3.20 t.m	4.09 t.m
Momento diseño [Mudis]	3.20 t.m	4.09 t.m
f may sismo	1.2 s.u	1.2 s.u
Mu diseño mayorado	3.84 t.m	4.91 t.m
Mu diseño mayorado	384353.85 kg.cm	491118.811 kg.cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la Tabla 57, se muestra a continuación el cálculo tipo correspondiente al panel 2.

Para la carga por unidad de área será.

$$w_u = 1.2(w_D \text{ viga} + w_D \text{ vigueta} + w_D \text{ losa Deck} + w_{PP}) + 1.6(w_L)$$

$$w_u = 1.2(0.2585 + 0.0168 + 0.1732 + 0.230) + 1.6(0.200) = 1.13 \text{ t/m}^2$$

La carga lineal se determina:

$$q_u = \frac{w_u \cdot a}{2} = \frac{1.13 \cdot 2.98}{2} = 1.69 \text{ t/m}$$

$$q_{u \text{ dis}} = q_u \text{ panel 1} + q_u \text{ panel 2} = 2.35 + 1.69 = 4.04 \text{ t/m}$$

Definida la carga lineal, se determina los momentos tanto positivo como negativo.

$$M_{u(+)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{8} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{26}$$

$$M_{u(+)} = \frac{q_u \cdot L_{\text{viga}}^2}{26} = \frac{4.04 \cdot (4.27)^2}{26} = 2.83 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot Lviga^2}{C} = \frac{qu \cdot Lviga^2}{18}$$

$$Mu_{(-)} = \frac{qu \cdot Lviga^2}{18} = \frac{4.04 \cdot (4.27)^2}{18} = 4.09 \text{ t - m}$$

Por tanto el momento de diseño será el máximo calculado.

$$Mu \text{ dis} = \text{máximo}(Mu_{(+)}; Mu_{(-)})$$

$$Mu \text{ dis} = 4.09 \text{ t - m}$$

El momento de diseño es multiplicado por un factor de mayoración por sismo para un pre-dimensionamiento conservador, este factor de mayoración queda a criterio del diseñador estructural para ser utilizado.

$$Mu \text{ diseño mayorado} = f \text{ may sismo} \cdot Mu \text{ dis}$$

$$Mu \text{ diseño mayorado} = 1.2 \cdot 4.09 = 5.91 \text{ t - m} = 491 \text{ 118.81 kg - cm}$$

Finalmente para el pre-dimensionamiento se aplicará la formula antes definida, los resultados son presentados en la Tabla 58.

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{14 \cdot \phi \cdot b}} = \sqrt{\frac{491 \text{ 118.81 kg.cm}}{14 \cdot 0.9 \cdot 25}} = 39.49 \text{ cm}$$

Tabla 58. Pre-dimensionamiento de viga interna. Estructura mixta

Sección de la viga	
Base de la viga [b]	25.00 cm
Peralte de la viga [d]	39.49 cm
Recubrimiento [e]	4 cm
Altura de viga [h]	43.49 cm
Sección asumida	25 x 50 [cm]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Presentado los cálculos tipo, las secciones de vigas obtenidas para la estructura mixta son las presentadas en la Tabla 59.

Tabla 59. Secciones preliminares de vigas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta

Piso	Elemento	Nomenclatura	Dimensiones	
			b [cm]	h [cm]
SUBSUELO		Viga 25x45 - sub	25	45
PISO 1	Viga central	Viga 30x45	30	45
PISO 2		Viga 30x45	30	45
PISO 3		Viga 30x45	30	45
PISO 4		Viga 25x40	25	40
PISO 5		Viga 25x40	25	40
SUBSUELO			Viga 25x35 - sub	25
PISO 1	Viga de borde	Viga 25x30	25	30
PISO 2		Viga 25x30	25	30
PISO 3		Viga 25x30	25	30
PISO 4		Viga 25x25	25	25
PISO 5		Viga 25x25	25	25

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.5.2. Pre-dimensionamiento de elementos verticales

Se define como elementos verticales a columnas y diafragmas, este último será utilizado siempre que la estructura lo requiera.

3.5.2.1. Pre-dimensionamiento de columnas

Explicado el principio y ecuaciones de pre-dimensionamiento de columnas en el apartado 3.4.2.1., se procede a identificar la columna interna más crítica del Edificio Escultores, ubicada en el eje 2-C, ver Figura 27, para fin de ejemplo de cálculo, donde se indica el área cooperante de la misma.

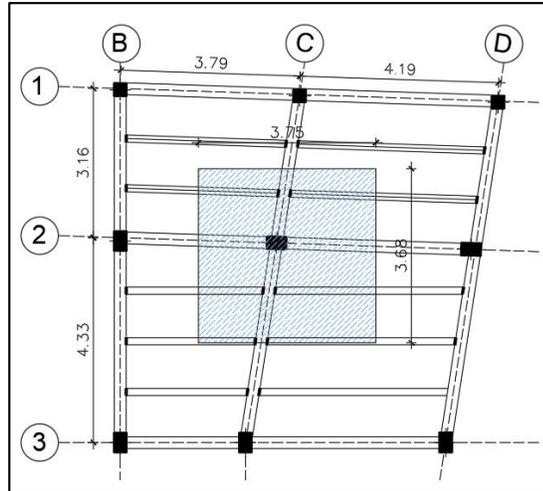


Figura 27. Área cooperante para columna interior. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La Tabla 60 muestra los materiales y geometría de paneles para el ejemplo de cálculo de la viga de hormigón.

Tabla 60. Materiales y geometría de área cooperante de columna interna. Estructura mixta

Materiales			
f'_c	240	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del hormigón
f_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
γ horm	2.4	t/m ³	Peso volumétrico del hormigón
γ acero	7.85	t/m ³	Peso volumétrico del acero
Geometría del panel para columna			
L_{may}	3.75	m	Longitud mayor
L_{men}	3.68	m	Longitud menor
A colab	13.80	m ²	Área colaborante

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Definidas las características de los materiales y geometría de área cooperante, se define una sección la columna para posteriormente realizar el respectivo análisis de carga que va a soportar. Cabe mencionar que se iniciará asumiendo una sección cuadrada como indica la Tabla 61, así como el análisis de carga correspondiente al peso propio de la columna.

Tabla 61. Geometría de la columna interna y cargas aplicadas. Estructura mixta

Parámetros		Geometría columna	
Cara de columna [c]		0.35	m
Altura entrepiso [Hc]		2.7	m
Volumen de columna [Vol col]		0.33075	m ³
Peso de columna [W col]		0.79	t
Cargas			
w D col	0.0575	t/m ²	Peso de columna
w D viga	0.2585	t/m ²	Peso de viga
w D vigueta	0.0168	t/m ²	Peso de vigueta
w D losa Deck	0.1732	t/m ²	Peso de la losa Deck
w PP (Apartado 3.3.)	0.230	t/m ²	Análisis de carga.
w L (Apartado 3.3.)	0.200	t/m ²	Análisis de carga.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Teniendo el peso de los elementos como viga, vigueta, losa, se procede a determinar el peso de la columna.

$$w D \text{ col} = \frac{W \text{ col}}{A \text{ colab}}$$

$$w D \text{ col} = \frac{(\text{Vol col}) \cdot \gamma_{\text{horm}}}{L_{\text{may}} \cdot L_{\text{men}}}$$

$$w D \text{ col} = \frac{[(0.35)^2 \cdot 2.70] \cdot 2.4}{13.8} = 0.0575 \text{ t/m}^2$$

Definidas las cargas actuantes que soportará la columna se procede al cálculo de la resistencia axial última de diseño, los resultados se presentan en la Tabla 62.

Tabla 62. Carga axial última de diseño de columna interna. Estructura mixta

Carga axial última para columna	
Parámetros	Panel 1
Carga por área [wu]	1.20 t/m ²
Número de pisos [n]	7 u
Área colaborante [A colab]	13.80 m ²
Carga axial última [Pu]	116.23 t
f may sismo	1.2 s.u
Pu diseño mayorado	139.47 t

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la Tabla 46, cabe mencionar que la carga por área “wu” es calculada a partir de la combinación de carga: 1.2D + 1.6L, donde D corresponde a la carga muerta y L corresponde a la carga viva, ambas soportadas por la columna.

$$w_u = 1.2(w D \text{ col} + w D \text{ viga} + w D \text{ vigueta} + w D \text{ losa Deck} + w PP) + 1.6(w L)$$

$$w_u = 1.2(0.0575 + 0.2585 + 0.0168 + 0.1732 + 0.230) + 1.6(0.2) = 1.20 \text{ t/m}^2$$

La carga axial última de diseño será:

$$P_u = w_u \cdot n \cdot A \text{ colab}$$

$$P_u = 1.20 \cdot 7 \cdot 13.80 = 116.23 \text{ t}$$

$$P_u \text{ diseño mayorado} = f \text{ may sismo} \cdot P_u$$

$$P_u \text{ diseño mayorado} = 1.2 \cdot 116.23 = 139.47 \text{ t}$$

Finalmente para el pre-dimensionamiento de la columna se utilizará la carga axial última por sismo “Pu diseño mayorado”, obteniendo de esta manera la sección de la columna, ver Tabla 63.

$$A_g = \frac{139.47 \cdot 1000}{110} = 1267.92 \text{ cm}^2$$

De donde:

$$c = \sqrt{1267.92} = 35.61 \text{ cm}$$

Tabla 63. Pre-dimensionamiento de columna interna. Estructura mixta

Sección de columna	
Área de la sección [Ag]	1267.92 cm ²
Cara de la columna [c]	35.61 cm
Sección definitiva	35X35 [cm]

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Presentado los ejemplos de cálculo, las secciones de columnas obtenidas para la estructura de mixta son las presentadas en la Tabla 64. Cabe mencionar que los pesos que intervienen para dicho pre-dimensionamiento son: peso propio de columna, viga, losa, mampostería y carga viva correspondiente a cada nivel.

Tabla 64. Secciones preliminares de columnas obtenidas en pre-dimensionamiento. Estructura mixta

Piso	Elemento	Nomenclatura	Dimensiones	
			b [cm]	h [cm]
SUBSUELO	Columna central	Col 35x35 - sub	35	35
PISO 1		Col 30x30	30	30
PISO 2		Col 30x30	30	30
PISO 3		Col 30x30	30	30
PISO 4		Col 30x30	30	30
PISO 5		Col 30x30	30	30
SUBSUELO	Columna de borde	Col 30x30 - sub	30	30
PISO 1		Col 30x30	30	30
PISO 2		Col 30x30	30	30
PISO 3		Col 30x30	30	30
PISO 4		Col 30x30	30	30
PISO 5		Col 30x30	30	30

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.6. Pre-dimensionamiento de cimentación

La cimentación es un elemento estructural que permite la transferencia de cargas de columnas y muros hacia el suelo de soporte. Cabe mencionar que existen diferentes tipos de cimentación, pero todas cuentan con el mismo material en común. El material que es utilizado para su construcción es hormigón armado debido al adecuado comportamiento que tiene para soportar las cargas transferidas (McCormac, Jack; Brown, Russell, 2011).

El propósito del diseño estructural es encontrar el tipo de cimentación adecuada, mismo que dependerá de varios parámetros como son: proyecto arquitectónico, tipo de suelo, capacidad admisible de la cimentación, esfuerzos generados por la superestructura, entre otros.

Para el presente trabajo y tomando en cuenta todos los detalles mencionados, se ha optado por el uso de vigas de cimentación en dos direcciones para la estructura de hormigón armado como para la estructura mixta, cabe mencionar que al usar vigas de cimentación estas rigidizan de gran manera a la estructura, colaboran en la capacidad admisible del suelo y no se requiere el diseño de cadenas de amarre para la edificación. A continuación se presenta un esquema de transferencia de cargas en vigas de cimentación como muestra la Figura 28, cabe aclarar que el esquema presentado no es de la estructura analizada en el presente trabajo, es mostrado únicamente con fines de explicar la distribución de cargas.

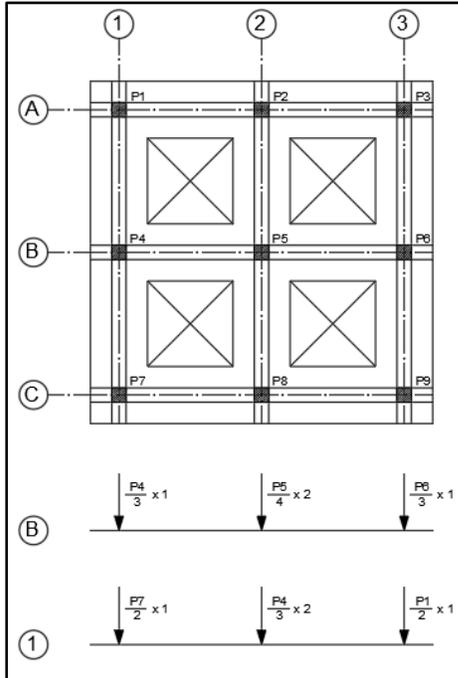


Figura 28. Esquema de transferencia de cargas para vigas de cimentación en dos direcciones.
Fuente: (Garzón, 2017)

La capacidad admisible del suelo utilizada en el presente trabajo es proporcionada por el estudio de suelos mostrada en el Anexo 1, cuyo valor es de 15.70 T/m² tanto para la estructura de hormigón armado como para la estructura mixta.

3.6.1. Pre-dimensionamiento de cimentación para estructura de hormigón armado

Las cargas axiales de servicio obtenidas a partir del cálculo estructural para la obtención de una dimensión preliminar de la viga de cimentación de sección t invertida son mostradas en el presente apartado, estas corresponden al eje 5, ver Figura 29.

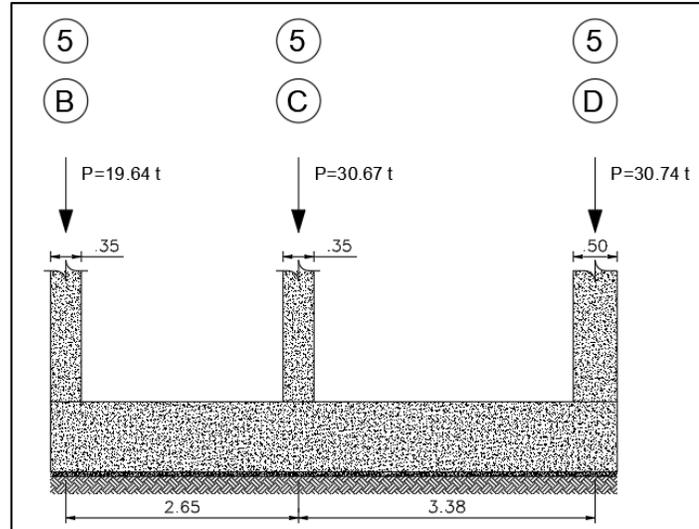


Figura 29. Cargas axiales transferidas a viga de cimentación del eje 5. Estructura de hormigón armado. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para efectos de pre-dimensionamiento para el presente trabajo se toma únicamente las cargas axiales de servicio. La carga total transferida por las columnas es de:

$$\sum P = 19.64 + 30.67 + 30.74 = 81.04 \text{ T}$$

Por tanto para obtener la longitud total [L] de la viga de cimentación, se procede a realizar la sumatoria de momentos en la columna 5-B, teniendo como premisa de que el suelo estará sometido a una presión uniforme.

$$\sum M_{\text{columna B}} = 0$$

$$81.04 \left(\frac{L}{2} - \frac{0.50}{2} \right) - 30.67(2.64) - 30.74(6.03) = 0$$

$$L = 7.08 \text{ m}$$

Con la longitud total obtenida, la base de la viga de cimentación será encontrada a través de la capacidad admisible del suelo, obteniendo el siguiente resultado.

$$q_{\text{adm}} = \frac{\sum P}{B * L} \quad (\text{Ec. 29})$$

$$15.70 = \frac{81.04}{B * 7.08}$$

$$B = 0.72 \text{ m}$$

Ahora bien, la determinación de las dimensiones finales estará a consideración del diseñador estructural, ya que se debe analizar las dimensiones de las columnas, y de esta manera ver si el cálculo es coherente en el ámbito constructivo.

Por el motivo indicado anteriormente se ha optado por mantener la longitud de 6.46 metros de viga de cimentación, procediendo a iterar la base de la viga, misma que ha sido evaluada con el valor de 1.30 metros. A continuación se verificará si la sección definida es la adecuada para la capacidad admisible del suelo.

$$q = \frac{\sum P}{B * L}$$
$$q = \frac{81.04}{6.46 * 1.30}$$
$$q = 9.66 \text{ T/m}^2$$

De acuerdo a los cálculos indicados para la sección T invertida, la Figura 30 muestra una vista en corte de la viga de cimentación para la estructura de hormigón armado.

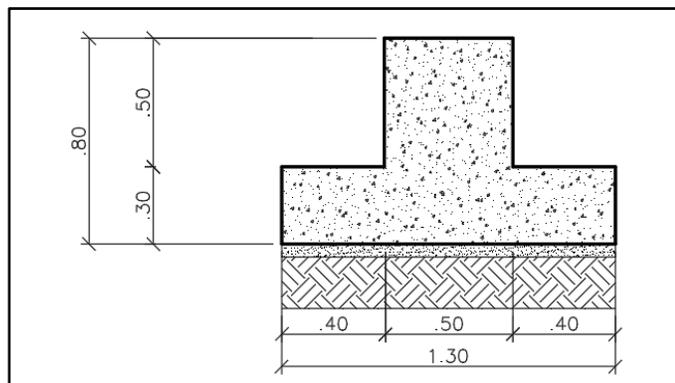


Figura 30. Corte de la viga de cimentación tipo del eje 5. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

3.6.2. Pre-dimensionamiento de cimentación para estructura mixta

En el caso de la estructura mixta las cargas axiales en condiciones de servicio transmitidas a través de las columnas hacia la cimentación son las mostradas en la Figura 31, con el fin de obtener el pre-dimensionamiento de la misma.

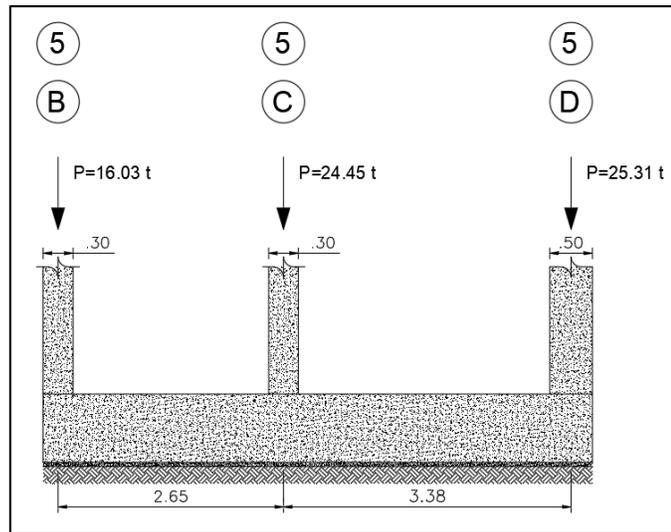


Figura 31. Cargas axiales transferidas a viga de cimentación del eje 5. Estructura mixta. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para efectos de pre-dimensionamiento para el presente trabajo se toma únicamente las cargas axiales de servicio. La carga total transferida por las columnas es de:

$$\sum P = 16.03 + 24.45 + 25.31 = 65.78 \text{ T}$$

De igual forma con la premisa de que el suelo estará sometido a una presión uniforme, se procede a obtener la longitud total [L] de la viga de cimentación a través de una sumatoria de momentos en la columna 5-B.

$$\sum M_{\text{columna B}} = 0$$

$$65.78 \left(\frac{L}{2} - \frac{0.50}{2} \right) - 24.45(2.64) - 25.31(6.03) = 0$$

$$L = 7.11 \text{ m}$$

Con la longitud total obtenida, la base de la viga de cimentación será encontrada a través de la capacidad admisible del suelo, obteniendo el siguiente resultado.

$$q_{adm} = \frac{\sum P}{B * L}$$
$$15.70 = \frac{65.78}{B * 7.11}$$
$$B = 59 \text{ m}$$

La determinación de las dimensiones finales estará a consideración del diseñador estructural.

Por tal motivo se ha optado por mantener la longitud de 6.46 metros de viga de cimentación, procediendo a iterar la base de la viga, misma que ha sido evaluada con el valor de 1.20 metros. A continuación se verificará si la sección definida es la adecuada para la capacidad admisible del suelo.

$$q = \frac{\sum P}{B * L}$$
$$q = \frac{65.78}{6.46 * 1.20}$$
$$q = 8.48 \text{ T/m}^2$$

De acuerdo a los cálculos indicados para la sección T invertida, la Figura 32 muestra un corte de la viga de cimentación para la estructura mixta, misma que será implantada en las dos direcciones.

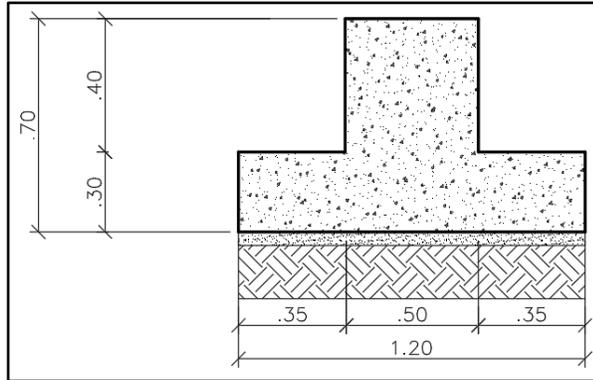


Figura 32. Corte de la viga de cimentación tipo del eje 5. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Capítulo IV

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Este capítulo contempla la modelación y análisis lineal en el rango elástico de la estructura, tanto en hormigón armado como estructura mixta, con la utilización del paquete computacional ETABS en su versión 16.

Cabe mencionar dos aspectos, el análisis lineal está referida en base a los códigos y normativas de diseño propias de cada país, bajo la premisa de que las cargas aplicadas harán que la estructura trabaje en el rango elástico; en tanto que el movimiento ante fuerzas sísmicas puede ocasionar que los esfuerzos a los que esté sometida una estructura puedan sobrepasar el límite elástico, para el efecto dicha estructura debe ser sometida a un análisis dinámico no lineal, el mismo que tiene un nivel de complejidad muy alto así como su comprensibilidad, razón por la cual dicho análisis debe ser realizado en determinadas edificaciones que lo requirieran. (Guerrero Cuasapaz, 2018)

El sismo de diseño es un evento sísmico que tiene la probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años equivalente a un periodo de retorno de 475 años (NEC, 2015), el cual será considerado mediante un análisis lineal tanto por el método estático como por el método dinámico establecido por NEC-15. Este espectro de aceleraciones utilizado para el diseño sísmico de las estructuras se origina a partir de varios registros de una señal no periódica obtenida a través de acelerogramas. Como referencia se indica la Figura 33, donde se presenta un ejemplo didáctico considerando varios espectros de respuesta de sismos con los cuales se puede llegar a generar un espectro de diseño. (Crisafulli , Francisco; Villafañe, Elbio;, 2002)

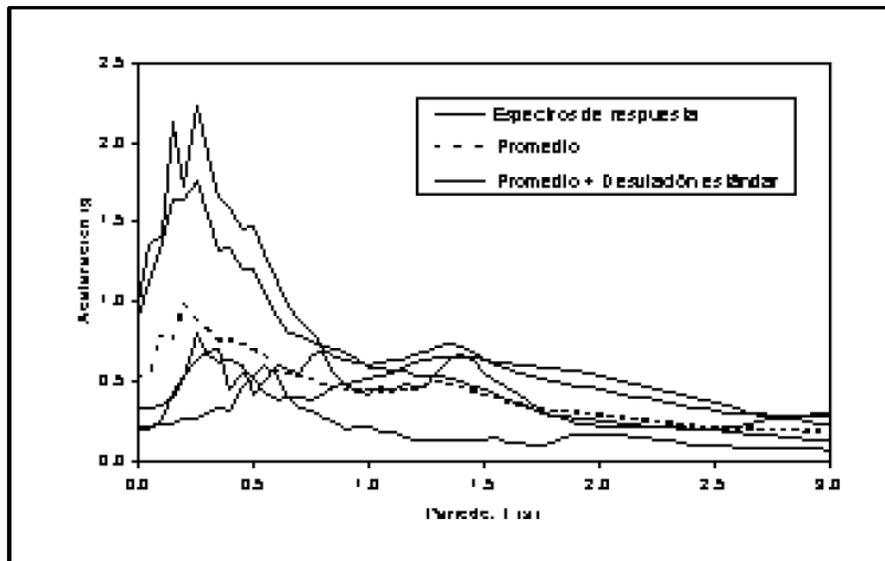


Figura 33. Ejemplo de determinación de espectro de diseño a partir de espectros de respuesta.
 Fuente: (Crisafulli , Francisco; Villafañe, Elbio,; 2002)

La información proporcionada por los acelerogramas ha permitido la recopilación de datos de varios eventos sísmicos para la obtención de un espectro de diseño como la indicada en la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-DS ver Figura 12, misma que cumple el objetivo de la filosofía de diseño, el cual indica: “El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.”. (NEC, 2015).

“Dicha filosofía de diseño se la consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.”

(NEC, 2015)

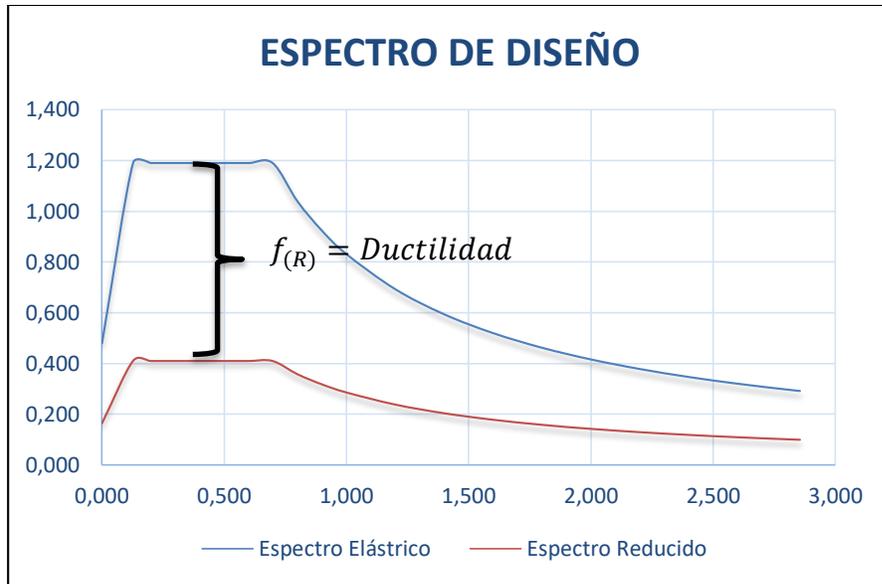


Figura 34. Espectro elástico y reducido para estructuras según NEC-SE-DS.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

El espectro elástico es utilizado para el análisis lineal, donde la hipótesis de diseño es que conoce el mecanismo de disipación de energía, y el factor de reducción sísmica “R” es calculado. En tanto que el espectro reducido o inelástico es el que supone la disipación de energía, y asume el valor factor de reducción sísmica “R” de acuerdo a los valores referenciales dados en la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-DS, como se muestra en la Figura 34.

El análisis lineal que se realiza a la estructura debe ser sometida a un chequeo de control de derivas inelásticas, para comprobar de esta manera que no existen desplazamientos de piso excesivos a los límites indicados en normativa. (Guerrero Cuasapaz, 2018)

Antes de empezar con la modelación propia de cada estructura, se necesita definir las normativas y códigos de diseño aplicados para el análisis ver Figura 35, así como las líneas de referencia o grillas que permitirán dibujar la geometría de la edificación ver Figura 36. A continuación se detallará el procedimiento a efectuarse.

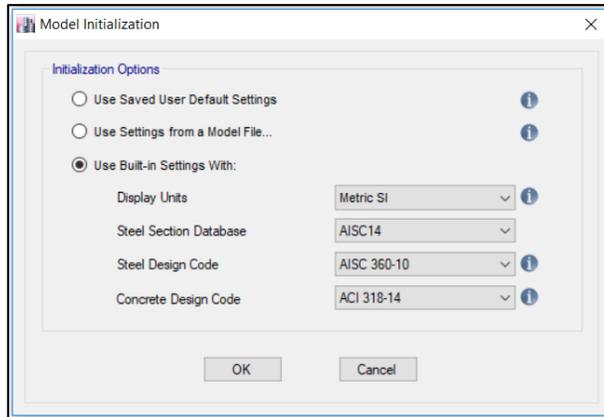


Figura 35. Definición de normativas y códigos de diseño.
Fuente: ETABS v.16

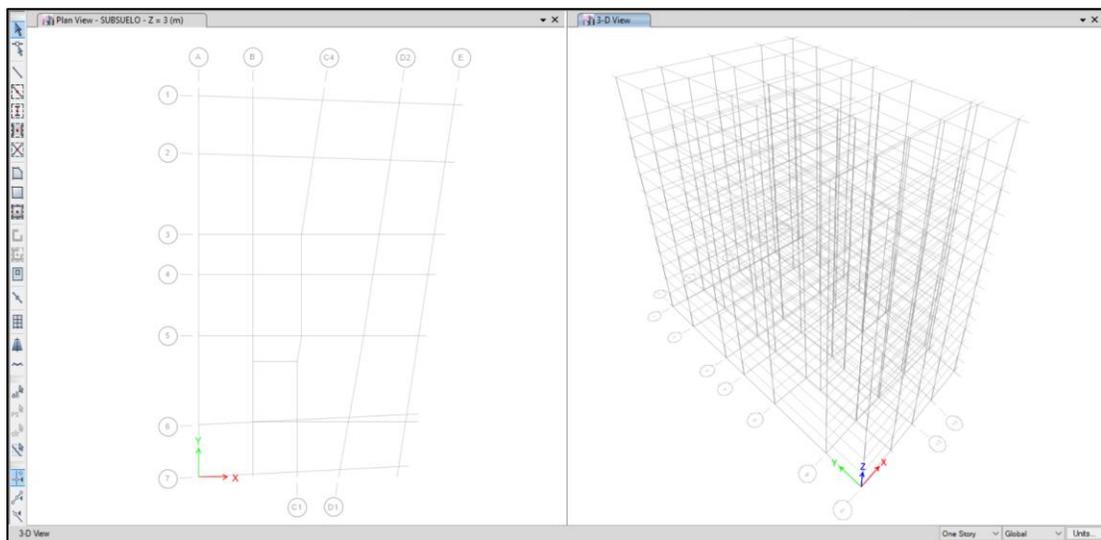


Figura 36. Definición de líneas de referencia.
Fuente: ETABS v.16

De la misma forma los materiales utilizados para los elementos estructurales deben ser definidos, estos deben contener las propiedades mecánicas de los mismos. Para el hormigón armado se indica en la Figura 37, para el acero de refuerzo en la Figura 38, y para el acero estructural laminado en caliente en la Figura 39.

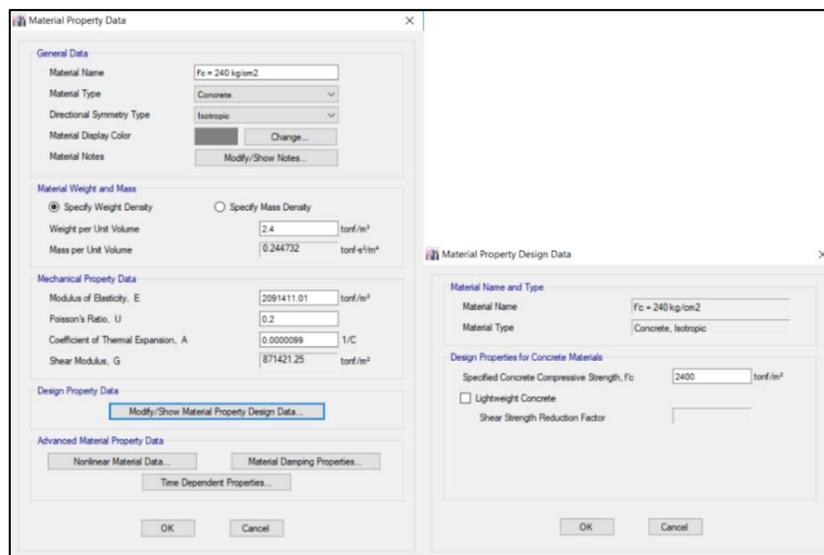


Figura 37. Definición de materiales, hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$.
Fuente: ETABS v.16

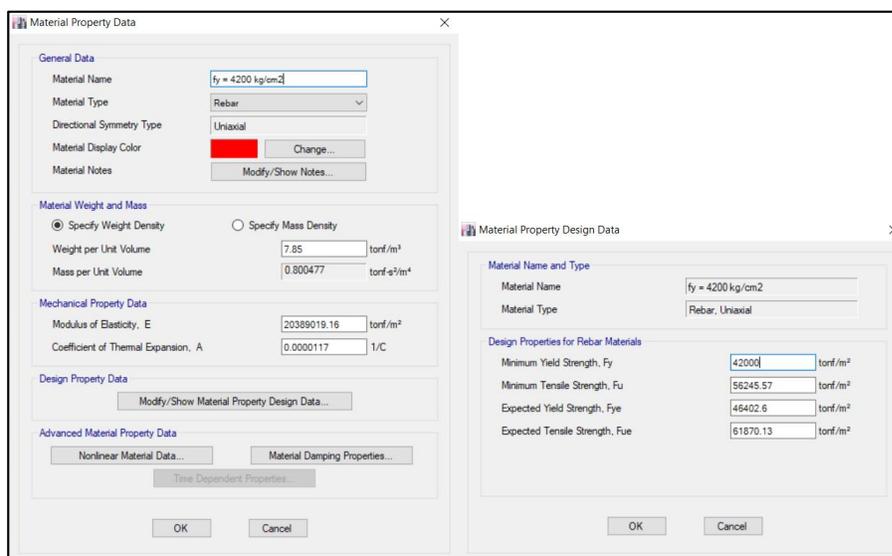


Figura 38. Definición de materiales, acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
Fuente: ETABS v.16

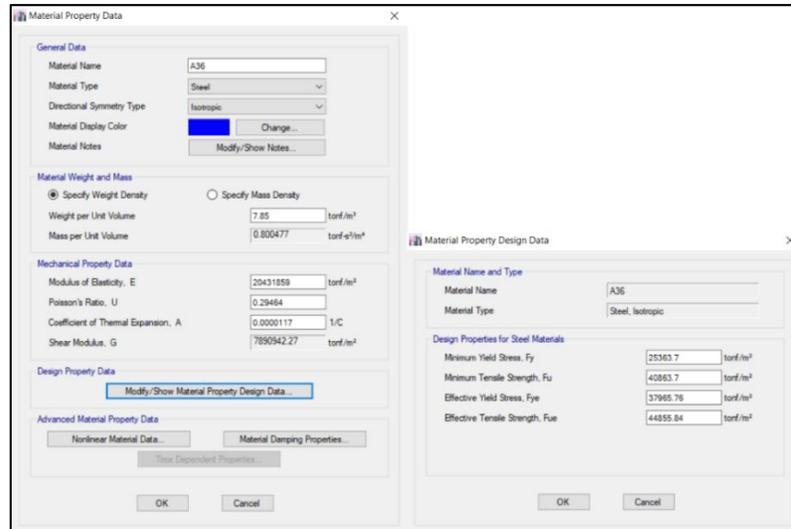


Figura 39. Definición de materiales, acero de estructural $F_y=2536.37 \text{ kg/cm}^2$.
Fuente: ETABS v.16

Con los materiales definidos ya se puede definir las secciones de los elementos como: losa, vigas, columnas y de ser necesario diafragmas en el paquete computacional; es importante asignar las propiedades mecánicas de los materiales a los elementos para conocer el comportamiento de la estructura.

Para la cimentación se utilizó el paquete computacional SAFE v.16. Después de analizar el proyecto arquitectónico así como el estudio de suelos, se ha determinado la utilización de vigas de cimentación en dos direcciones, para un suelo tipo D con capacidad portante de 15.70 t/m^2 y coeficiente de balasto de 1.88 kg/cm^3 , dado en Anexo 1.

De igual manera para la infraestructura se sigue un procedimiento para poder realizar el análisis. Primero se tiene que definir el suelo de soporte, esto se lo hace en la barra de menús en la opción de Define → Soil Subgrade Properties para elementos placa como la zapata corrida del muro de contención; y en Define → Line Spring Properties para elementos línea como las vigas de cimentación.

La Figura 40 indica la manera de definir el suelo de soporte para los muros de sótano.

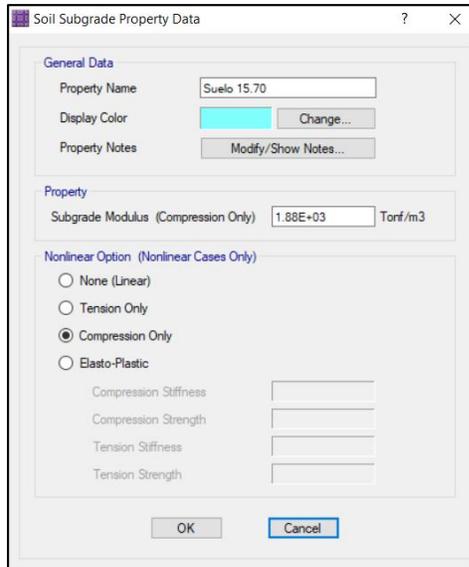


Figura 40. Definición de suelo para elemento Shell.
Fuente: SAFE v.16

La Figura 41 indica la manera de definir el suelo de soporte para los viga de cimentación de base igual a 1.30 metros obtenido en pre-dimensionamiento.

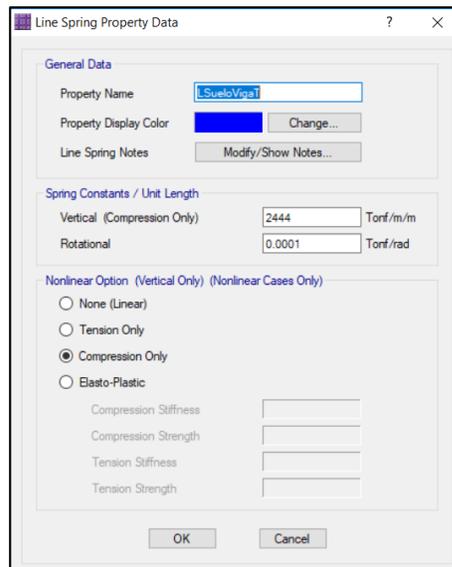


Figura 41. Definición de suelo para elemento placa con base b=130 cm.
Fuente: SAFE v.16

Como se puede observar en la Figura 40 y Figura 41, la definición del suelo de soporte está en función del coeficiente de balasto. Para definir el suelo en elementos tipo Shell (placa) se lo hace directamente introduciendo el coeficiente de balasto del estudio de

suelos, pero para elementos tipo Frame (línea) el coeficiente de balasto es multiplicado por el ancho o la base en contacto con el suelo, esto en el caso de vigas de cimentación.

$$k_b \cdot b = 1880 \text{ t/m}^3 \cdot 1.30 \text{ m} = 2444 \text{ t/m/m} \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

k_b : Coeficiente de balasto.

b : base en contacto con el suelo de viga de cimentación.

4.1. Modelación de la estructura de hormigón armado

La estructura de hormigón armado en un inicio debe ser modelada con los elementos estructurales preliminares obtenidos en el pre-dimensionamiento, en caso de requerirse cambio de secciones, orientación de elementos, inclusión de muros de corte u otros elementos, se lo hará por la configuración estructural de la edificación con el objetivo de disminuir los efectos de torsión en planta, así como controlar derivas de piso, con el objetivo de cumplir con el comportamiento ideal de la estructura.

4.1.1. Modelación de losa nervada

Para la definición de la losa Etabs v.16 ya permite el ingreso de una placa nervada, para definirla se lo hará en a partir de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Slab Sections, se utilizará un elemento tipo Shell-Thin cuya función es deformarse en las dos direcciones absorbiendo un porcentaje de carga y el restante repartirlo a las vigas, siendo esta la condición más próxima a la realidad del comportamiento de la losa, ver Figura 42.

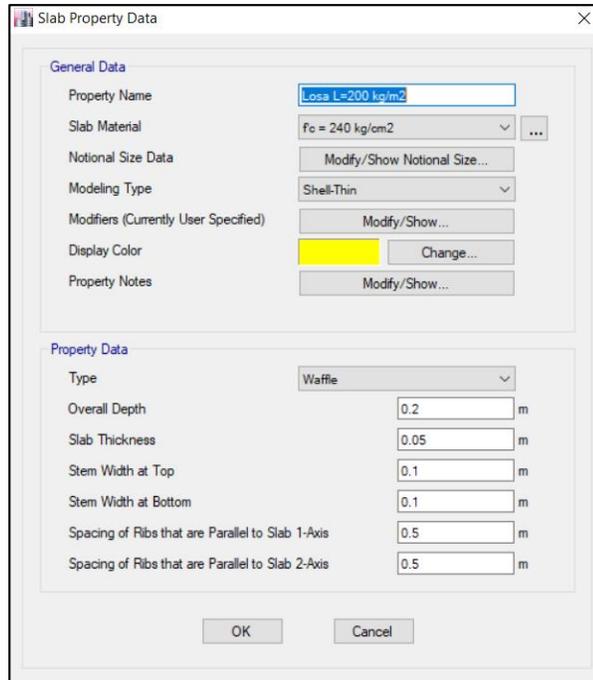


Figura 42. Definición de losa nervada, espesor 20 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

4.1.2. Modelación de vigas

Las vigas serán definidas a través de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Frame Sections. La NEC-SE-DS, indica que para vigas se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.5 en ambas direcciones, ver Figura 43.

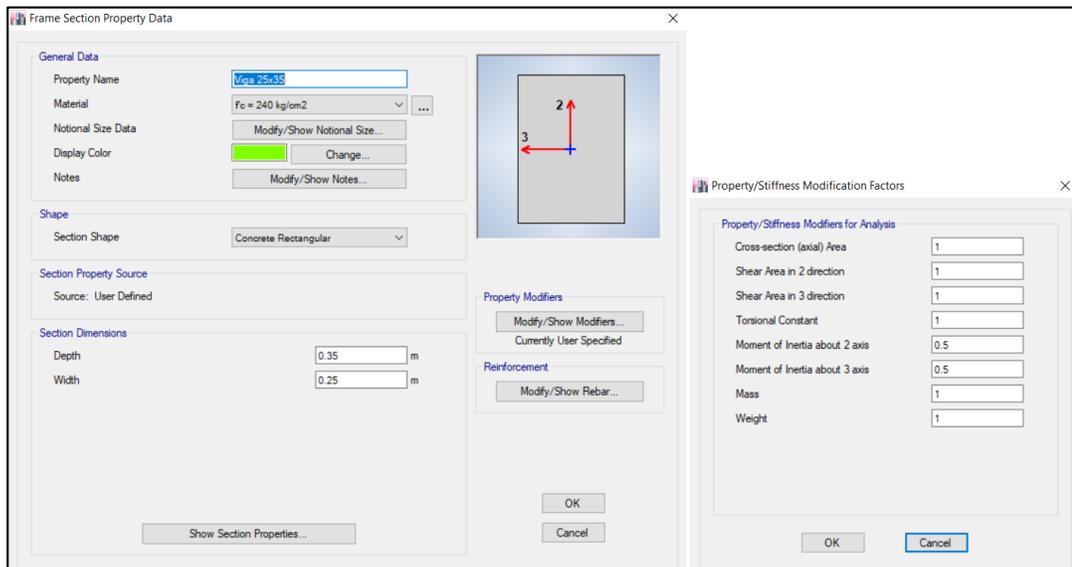


Figura 43. Definición de viga. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

4.1.3. Modelación de columnas

Las columnas serán definidas de igual manera que las vigas a través de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Frame Sections. La NEC-SE-DS indica que para columnas se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.8, ver Figura 44.

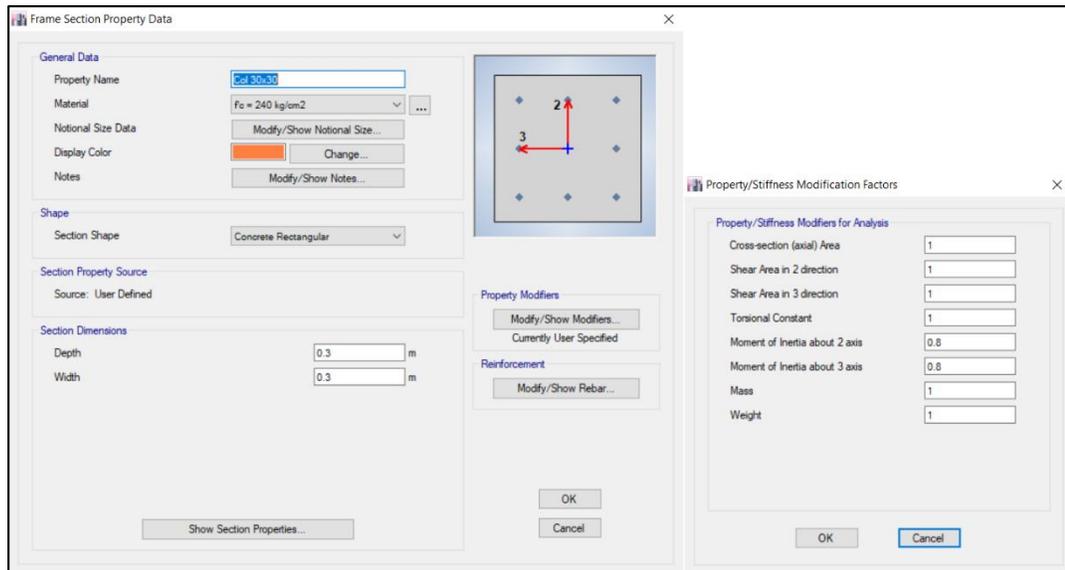


Figura 44. Definición de columna. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Adicionalmente, para disminuir los efectos de torsión en planta fueron incluidos diafragmas (ver planos) cuya asignación se la hace a través de la barra de menús Define → Section Properties → Wall Section. La NEC-SE-DS indica que para muros se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.6 en los dos primeros pisos, ver Figura 45.

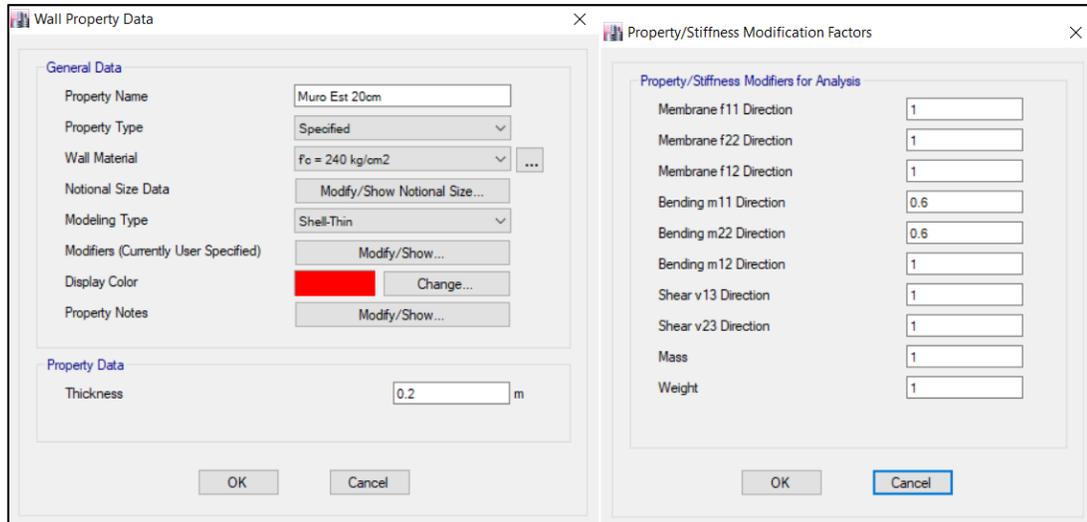


Figura 45. Definición de muro, espesor 20 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

4.1.4. Modelación de cimentación

Tanto para la zapata corrida correspondiente al muro de sótano necesario para el subsuelo, ver Figura 46 y Figura 47, como para la zona rígida correspondiente a las columnas ver Figura 48, son determinados en la barra de menús en la opción Define → Slab Properties.

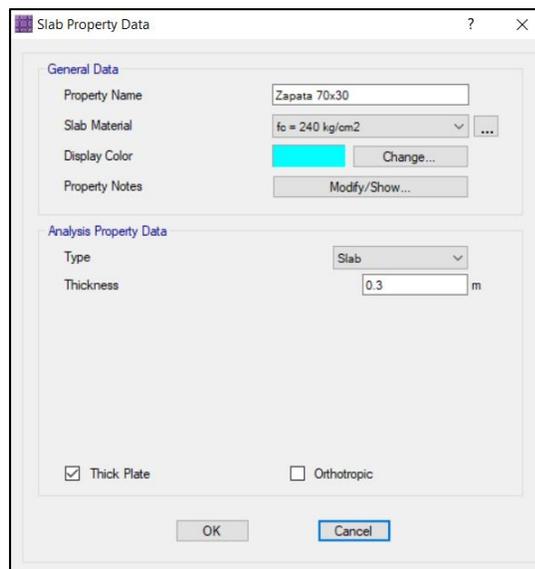


Figura 46. Definición de zapata corrida 70x30 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: SAFE v.16

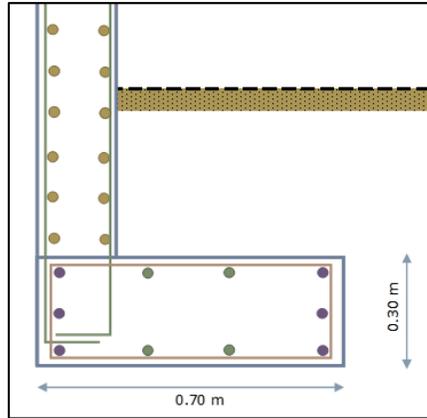


Figura 47. Esquema de zapata corrida 70X30 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

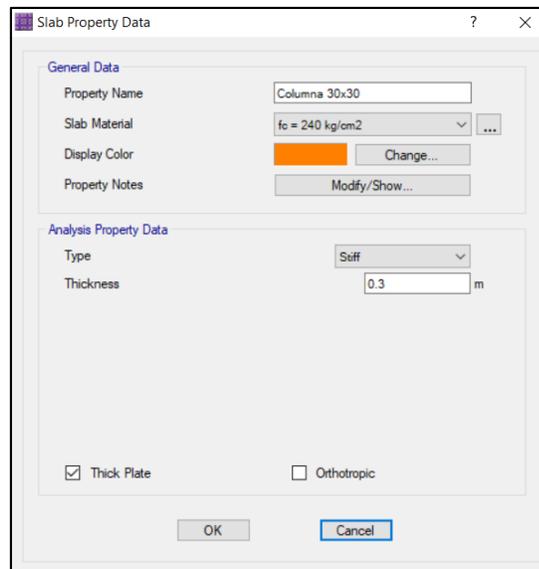


Figura 48. Definición de zona rígida para columna de 30x30 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: SAFE v.16

En el caso de vigas de cimentación para el presente trabajo se han propuesto tres tipos: vigas de cimentación T invertida, vigas de cimentación en L y vigas de cimentación rectangulares. Para la asignación de las vigas de cimentación en el programa se lo hace a través de la barra de menú en la opción Define → Beam Properties, ver Figura 49 y Figura 50.

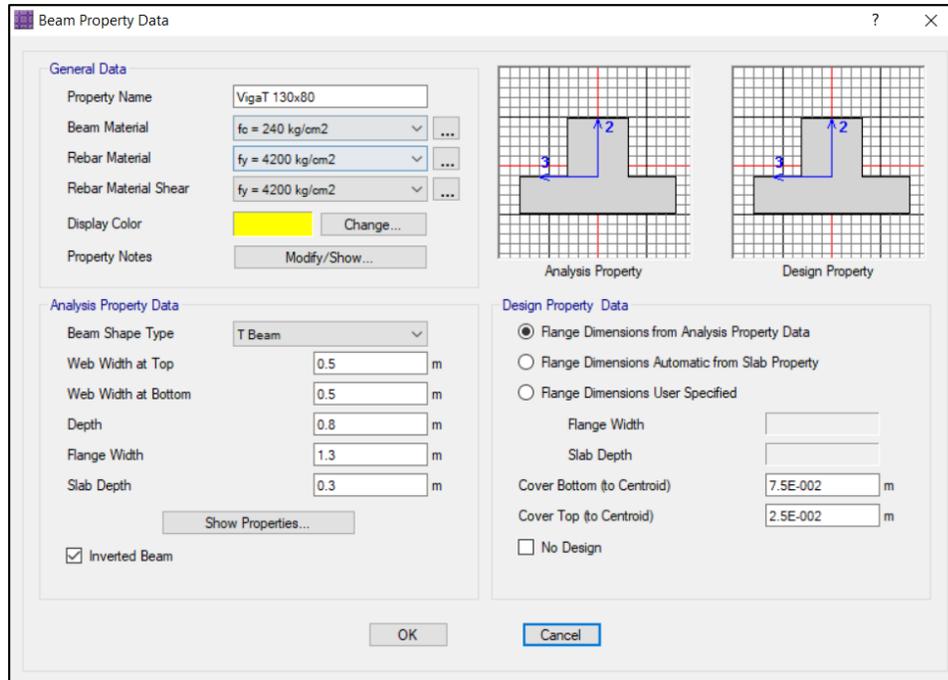


Figura 49. Definición de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: SAFE v.16

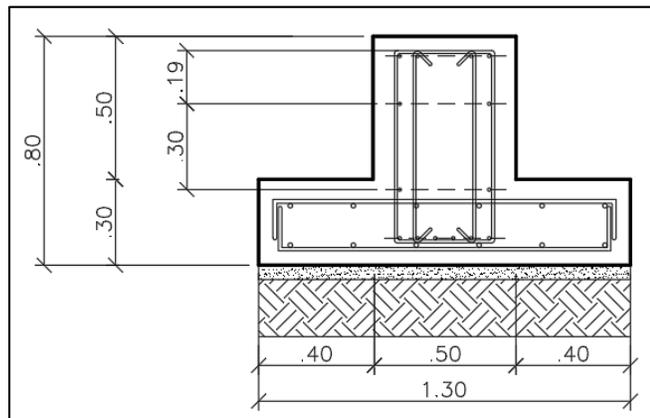


Figura 50. Esquema de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Es necesario puntualizar en el presente apartado la importancia de analizar la cimentación con los muros de corte, siempre y cuando la estructura analizada así lo requiriera. Los muros de corte deben ser diseñados para soportar el 100% de solicitaciones o cargas laterales aplicadas tales como: cargas de viento, sismo y empuje generado por suelo (Cueva, Ronald; González, Daniel;, 2013)

Requisitos para modelación

En caso de que en la estructura analizada se tenga que implantar muros de corte para reducir los efectos de torsión, derivas, mejorar la rigidez o arriostrar los elementos, la modelación debe contemplar las siguientes características:

- a) La viga de cimentación debe ser analizada en elementos finitos para la evaluación de esfuerzos transmitida por el muro de corte.
- b) El muro de corte de la misma manera debe ser analizada como elemento finito.
- c) La restricción con la que será modelada será como empotrada.

Las verificaciones a las que tendrá que ser sometida la cimentación que soporte el muro de corte, para el presente caso viga de cimentación, deben cumplir con las verificaciones descritas a continuación:

- a) Asentamiento, el mismo que debe ser inferior al permisible detallado en el estudio de suelos.
- b) Chequeo de corte unidireccional.
- c) Chequeo de capacidad del suelo de soporte.

Requisitos para diseño

Como se mencionó en los requisitos de modelación es importante la relación que el muro de corte tendrá con la cimentación. (Cueva, Ronald; González, Daniel;, 2013),

detallan las siguientes consideraciones tanto para la construcción como para diseño del muro de corte:

- “Las uniones de los muros de corte, tanto entre sí como con otros elementos debe ser adecuada para transmitir las fuerzas cortantes de sismo o viento.
- Se debe poner mucha atención en el proceso de anclaje de los muros de corte a la cimentación. Cada panel o muro independiente debe estar conectado a la cimentación por lo menos en dos puntos y la separación entre las conexiones no debe superar a los 2 m.
- Bajo condiciones normales de servicio, como podrían ser sobrecargas de viento habitual o de sismo pequeños a moderados, deberá verificarse que las deformaciones de los muros no exceden de $h/1200$, siendo “h” la altura del muro.
- La fuerza cortante actuante debida a la acción del viento o sismo se determinará a partir de lo que especifican la Norma Ecuatoriana de la Construcción.” (Cueva, Ronald; González, Daniel;, 2013)

4.1.5. Modelación de la estructura completa

Definidos los materiales y las secciones de la estructura de hormigón armado, el siguiente paso es dibujar la geometría de la edificación en el programa computacional Etabs v.16, misma que permite el análisis espectral de la estructura y de esta manera realizar las comprobaciones respectivas del comportamiento ante el sismo de diseño. La Figura 51 muestra la geometría completa de la estructura analizada.

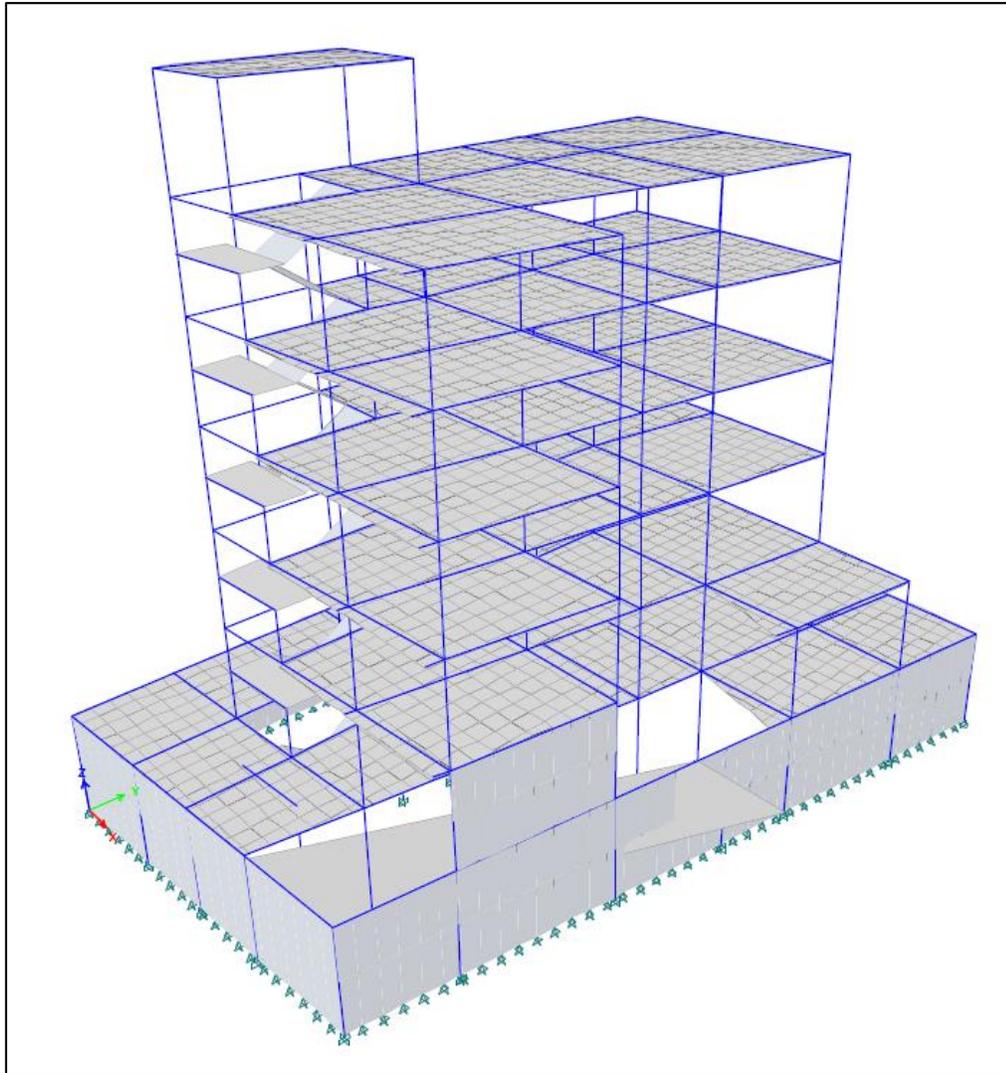


Figura 51. Geometría completa. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

4.1.5.1. Configuración estructural

Dibujada la geometría de la edificación para ser modelada tiene que ser definida el diafragma de piso. Para la estructura de hormigón es definido el diafragma de piso rígido como se muestra en la Figura 52.

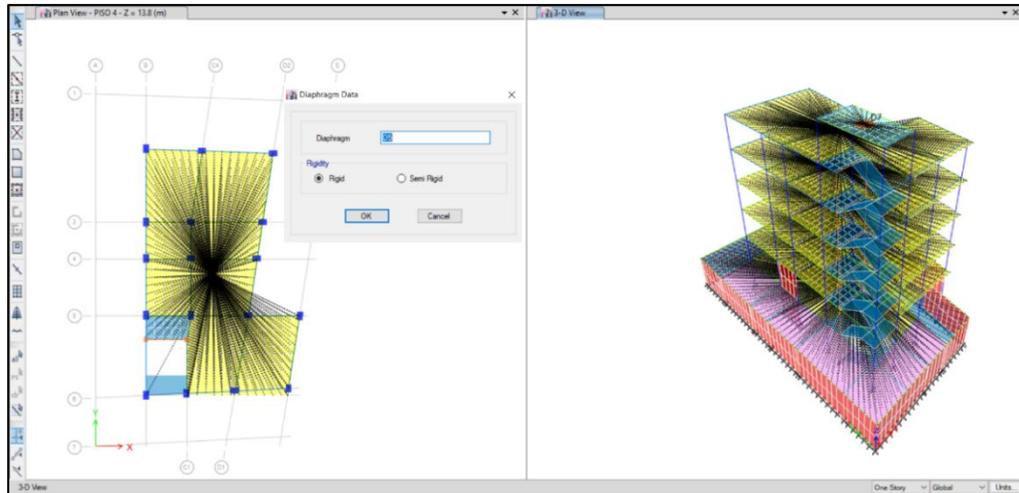


Figura 52. Asignación de diafragmas de piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Definidos los diafragmas de piso, se definen de los patrones de carga para la estructura ver Figura 53.

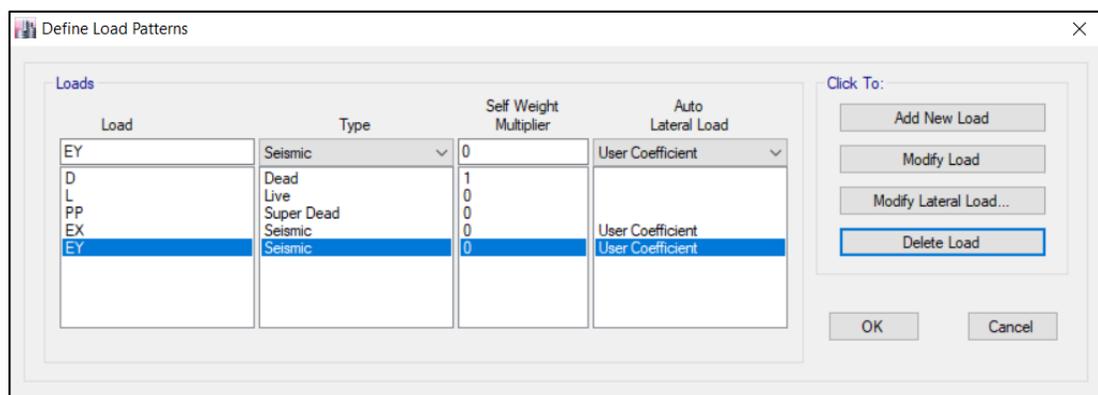


Figura 53. Asignación de patrones de carga para primera iteración. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Posterior a la definición de los patrones de carga se define la masa de la estructura, ver Figura 54.

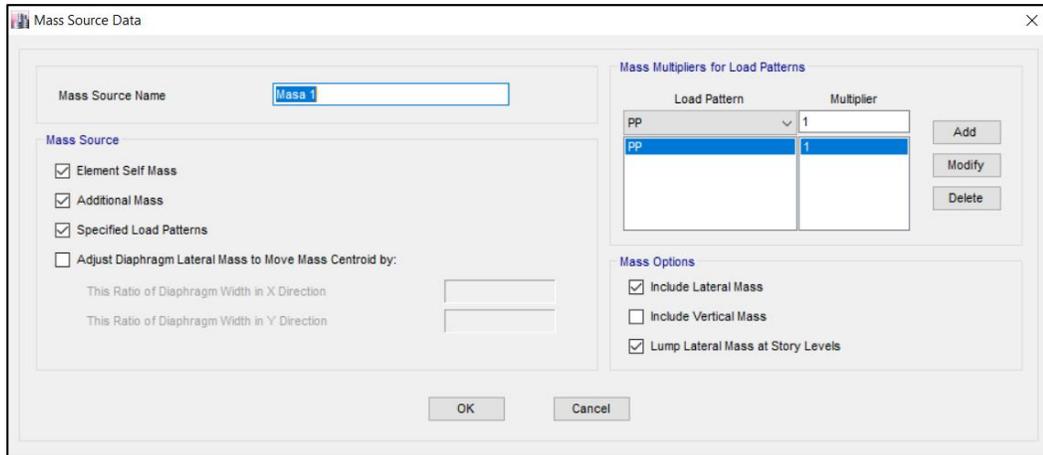


Figura 54. Asignación de masa. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Definida la masa de la estructura se procede a la asignación de carga en cada piso. Las cargas que deben asignarse serán: carga viva “L” y peso propio “PP”, ya que este último es el peso que el paquete computacional no calcula así que debe ser definido por el usuario como se indica en la Figura 55.

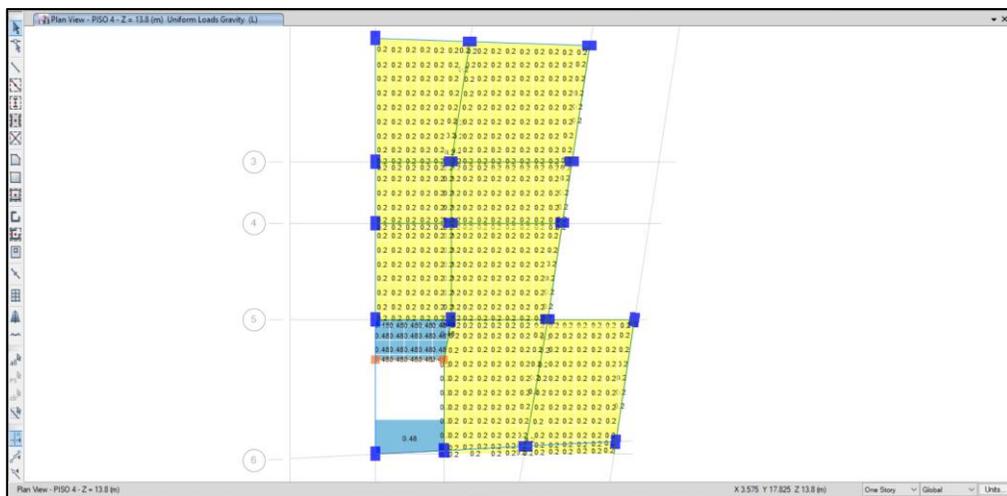


Figura 55. Asignación de carga de peso propio [PP] en piso 4. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Realizada la definición de todos los aspectos antes mencionados, la estructura ya puede ser sometida a análisis, después de las iteraciones respectivas la estructura debe cumplir los requisitos de la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-DS, ver apartado 4.1.6. Cumpliendo dichos requisitos se procede a la asignación del coeficiente de cortante basal

[Cv] y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura [k], ver Figura 56.

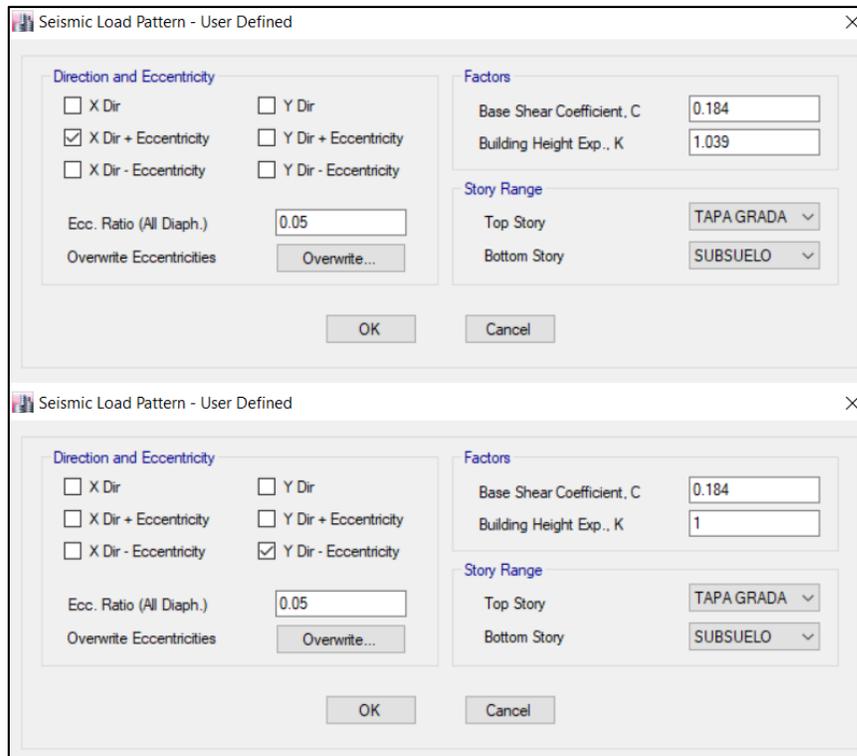


Figura 56. Asignación del coeficiente de cortante basal y factor k para sismo estático [EX; EY]. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Donde el coeficiente del cortante basal está definida por la siguiente expresión:

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

De igual manera se define el patrón de carga por sismo dinámico denominados “ESPX” para la dirección “x” y “ESPY” para la dirección “y”, ingresando el espectro de diseño propio de la edificación en análisis, como se muestra en la Figura 57 y Figura 58.

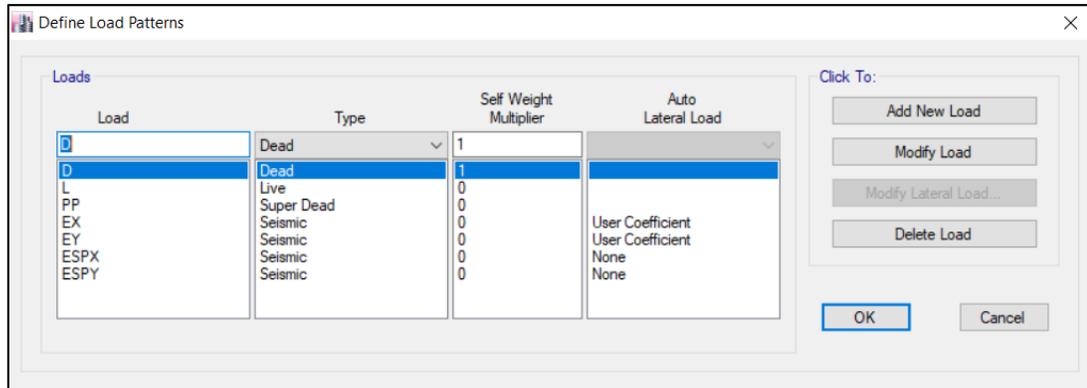


Figura 57. Definición de patrón de carga para sismo dinámico [ESPX; ESPY]. Estructura de hormigón armado.

Fuente: ETABS v.16

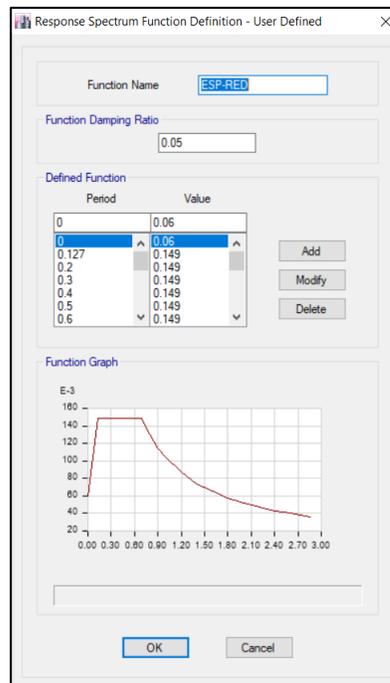


Figura 58. Ingreso de espectro de diseño. Estructura de hormigón armado.

Fuente: ETABS v.16

4.1.5.2. Configuración de Diseño

Realizado todos los chequeos en la etapa de configuración estructural se procederá a la etapa de configuración de diseño, en esta se tendrá que definir las combinaciones de carga propuestas por la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-CG, mostradas en la Tabla 65.

Tabla 65. Combinaciones de cargas. Estructura de hormigón armado

Combinaciones de carga		
Combinación	Nombre	Descripción
Combinación 1	U1 =	1.4D + 1.4PP
Combinación 2	U2 =	1.2D + 1.2PP + 1.6L
Combinación 3	U3 =	1.2D + 2.2PP + 1.0L
Combinación 4	U5X (+) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0EX
Combinación 5	U5X (-) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L - 1.0EX
Combinación 6	U5Y (+) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0EY
Combinación 7	U5Y (-) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L - 1.0EY
Combinación 8	U5ESPX =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0ESPX
Combinación 9	U5ESPY =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0ESPY
Combinación 10	U6 =	0.9D + 0.9PP
Combinación 11	U7X (+) =	0.9D + 0.9PP + 1.0EX
Combinación 12	U7X (-) =	0.9D + 0.9PP - 1.0EX
Combinación 13	U7Y (+) =	0.9D + 0.9PP + 1.0EY
Combinación 14	U7Y (-) =	0.9D + 0.9PP - 1.0EY
Combinación 15	U5ESPX =	0.9D + 0.9PP + 1.0ESPX
Combinación 16	U5ESPY =	0.9D + 0.9PP + 1.0ESPY
Combinación 17	SERV=	1.0D + 1.0PP + 1.0L
Combinación 18	ENVX-ESTATICO=	U1+U2+U3+U5X(+)+U5X(-)+U6+U7X(+)+U7X(-)
Combinación 19	ENVY-ESTATICO=	U1+U2+U3+U5Y(+)+U5Y(-)+U6+U7Y(+)+U7Y(-)
Combinación 20	ENVX-DINAMICO=	U1+U2+U3+U5ESPX+U6+ U7ESPX
Combinación 21	ENVY-DINAMICO=	U1+U2+U3+U5ESPY+U6+ U7ESPY

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas.*

Las combinaciones de cargas indicadas deben ser asignadas en el programa computacional como se muestra en la Figura 59.

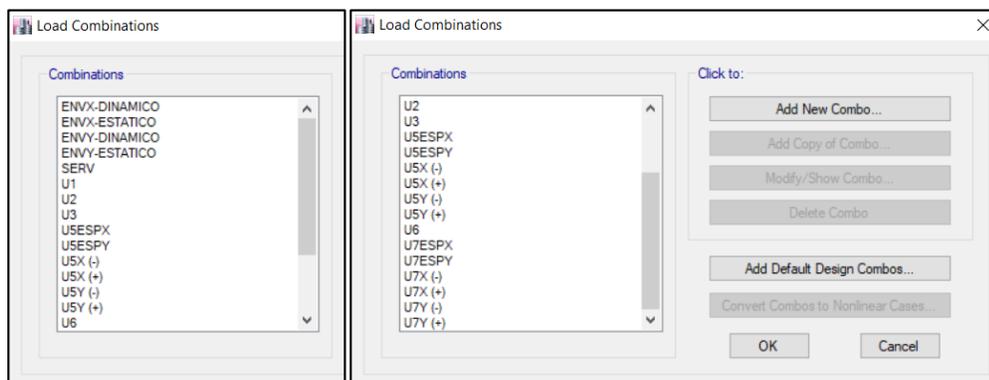


Figura 59. Ingreso de combinaciones de cargas. Estructura de hormigón armado.

Fuente: ETABS v.16

Finalmente la configuración de las opciones de diseño para los elementos en hormigón armado se define como se muestra en la Figura 60, donde se indica la normativa o el código de diseño que se utilizará para el diseño, así como el diseño por envolventes y los factores de diseño para flexión, corte entre otros.

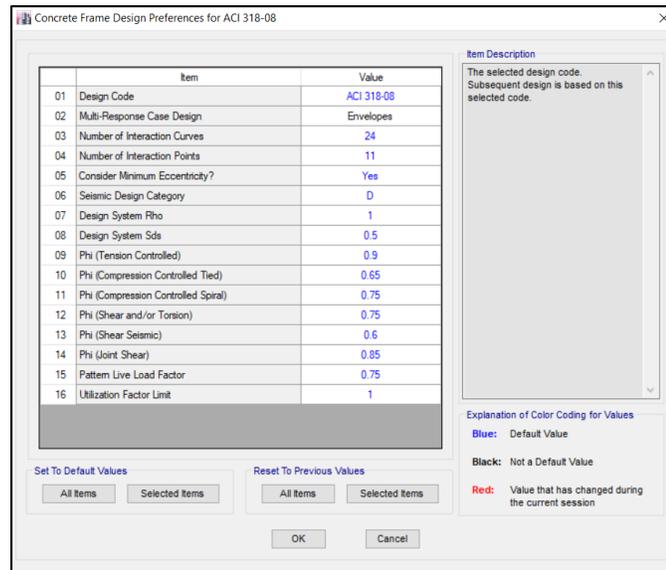


Figura 60. Configuración de opciones de diseño. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

4.1.6. Tabulación y análisis de resultados obtenidos

Los resultados obtenidos en la etapa de configuración estructural se detallan en presente apartado. La primera iteración del análisis espectral permitió la obtención de los periodos de vibración fundamental presentados en la Tabla 66. Cabe mencionar que los resultados presentados corresponder a una de varias modelaciones realizadas para la edificación.

Tabla 66. Análisis modal de la primera iteración. Estructura de hormigón armado

Primera iteración			
Modo	T (seg)	Dirección	Comentario
1	0.488	desplazamiento X	Desplazamiento en X con moderada rotación en Y
2	0.457	desplazamiento Y	Desplazamiento en Y
3	0.422	torsión Z	torsión

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Con los periodos fundamentales de vibración obtenidos se procede al control establecido por NEC-SE-DS determinando el periodo fundamental de vibración por el método 1 denominado “Tm1” y método 2 denominado “Tm2” explicado en la sección 3.3.2.9., ver Tabla 67.

Tabla 67. Periodo fundamental de vibración calculado por el método 1 y método 2, según NEC-SE-DS. Estructura de hormigón armado

Control de la NEC-SE-DS para periodos de vibración				
Método 1				
Ct	0.055	s.u	Coeficiente Ct en función del tipo de estructura	
hn	16.2	m	Altura máxima de la edificación	
α	0.75	s.u	Coeficiente α en función del tipo de estructura	
Tm1	0.444	seg	Periodo fundamental de vibración método 1	
Método 2				
Tm2	0.577	seg	Periodo fundamental de vibración método 2.	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De acuerdo a NEC-SE-DS establece que: “Una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%” (NEC, 2015). Esta referencia será presentada en la Tabla 68.

Tabla 68. Control de variación en periodos de vibración. Estructura de hormigón armado

Modo	T calc. (seg)		Periodos para el análisis		Observaciones
			T model. (seg)	% variación	
1	0.444	<	0.488	9.90%	Variación inferior al 10%
2	0.444	<	0.457	2.92%	Variación inferior al 10%
3	0.444	<	0.422	4.95%	Variación inferior al 10%

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la tabla mostrada anteriormente permite detener la iteración de la estructura y proceder a realizar el análisis modal, existen recomendaciones a seguir para que la edificación tenga un comportamiento ideal o por lo menos aproximarse, mediante la

observación de los tres primeros modos, dichas recomendaciones son mostradas en la Tabla 69. Cabe mencionar que los valores presentados en las masas efectivas del primer y segundo modal no son normados, más bien son una recomendación por parte de (Chacón, 2018).

Tabla 69. Porcentajes recomendados para comportamiento estructural.

Modo	Periodo	Porcentaje de participación de masa (P.P.M)				RZ
		UX	UY	Sum UX	Sum UY	
1		< 10%
2		< 10%
3		>= 50%
...	
...	
N modos	A incluir en el análisis modal			P.P.M >= 90%		NEC-SE-DS

Fuente: (Chacón, 2018)

En la Tabla 70 se presentan los modos de vibración propios de la estructura de hormigón armado analizada, así como la verificación del comportamiento de la edificación y el porcentaje de participación de masa de la estructura que debe ser mayor o igual al 90% en los modos flexurales en sentido “X” y en sentido “Y”, según NEC-SE-DS.

Tabla 70. Participación de masa. Estructura de hormigón armado

Porcentaje de participación de masa							
Caso	Modal	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal	1	0.488	0.6564	0.0174	0.6564	0.0174	0.0726
Modal	2	0.457	0.0205	0.6439	0.6769	0.6614	0.0038
Modal	3	0.422	0.0964	0.0018	0.7733	0.6632	0.5535
Modal	4	0.196	0.1077	0.0034	0.8809	0.6666	0.0211
Modal	5	0.16	0.0021	0.0972	0.883	0.7638	0.0048
Modal	6	0.148	0.0134	0.0008	0.8964	0.7646	0.079
Modal	7	0.114	0.0445	0.0001	0.9408	0.7647	0.0001
Modal	8	0.1	0.0012	0.0368	0.942	0.8016	0.0034
Modal	9	0.093	0.0042	0.0002	0.9462	0.8017	0.0576
Modal	10	0.084	0.0033	0.0004	0.9495	0.8022	0.0026
Modal	11	0.076	0.0052	0.023	0.9547	0.8251	0.0008
Modal	12	0.07	0.0101	0.0151	0.9648	0.8402	0.0015
Modal	13	0.063	0.0005	0.0037	0.9653	0.8439	0.0398
Modal	14	0.055	0.0013	0.0114	0.9666	0.8553	0.0025
Modal	15	0.052	0.0021	0.0081	0.9688	0.8634	9.622E-07
Modal	16	0.049	0.0001	0.0151	0.9689	0.8785	0.0182
Modal	17	0.042	0.0001	0.0291	0.969	0.9076	0.0008
Modal	18	0.036	0.0031	0.0683	0.9721	0.9759	0.1016

PPM > 90% cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Conocidos los modos de vibración se procede al cálculo del sismo de diseño, para el efecto se presenta la Tabla 71 con los parámetros a ser utilizados, en esta tabla se toman también en cuenta los valores obtenidos de los periodos fundamentales de vibración obtenidos tanto en la Tabla 66 como los calculados en la Tabla 67.

Tabla 71. Evaluación de parámetros para sismo de diseño. Estructura de hormigón armado

Espectro elástico de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS)			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1.00	s.u
Factor de reducción de respuesta	R	8.00	s.u
Zonificación Sísmica		V	
Región del Ecuador		Sierra	
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u
Coefficiente Ct	Ct	0.055	s.u
Altura total del elemento	hn	16.20	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0.75	s.u
Tipo de Suelo		D	
Factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u
Factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u
Factor de comportamiento inelástico suelo Fs	Fs	1.28	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	s.u
Factor de irregularidad en planta	\emptyset_p	0.81	s.u
Factor de irregularidad en elevación	\emptyset_e	1.00	s.u
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²
Período teórico método 1	T1	0.444	seg.
Período teórico método 1 mayorado	T2	0.577	seg.
Período fundamental dirección x	Tx	0.488	seg.
Período fundamental dirección y	Ty	0.457	seg.
Periodo Límite en T=To	To	0.127	seg.
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.698	seg.
Periodo Límite en T=TL	TL	2.856	seg.
Aceleración en T=0	Sa	0.480	g
Aceleración en T=To	Sa _o	1.190	g
% de reducción de respuesta	f	0.13	s.u

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para el método estático los resultados del coeficiente de cortante basal para el sismo son presentados en la Tabla 72, tanto para sismo estático en la dirección “x” denominado “EX”, como para sismo estático en la dirección “y” denominado “EY”.

Tabla 72. Coeficiente de cortante basal [Cv] para sismo estático. Estructura de hormigón armado

Método estático [Ex]			Método estático [Ey]		
Ta	0.488	seg	Ta	0.457	seg
Sa(Ta)	1.19	g	Sa(Ta)	1.19	g
I	1.00	s.u.	I	1.00	s.u.
R	8.00	s.u.	R	8.00	s.u.
Øp	0.81	s.u.	Øp	0.81	s.u.
Øe	1.00	s.u.	Øe	1.00	s.u.
Cv	0.184	s.u.	Cv	0.184	s.u.
k	1.039	s.u.	k	1.000	s.u.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Y, finalmente para la obtención del espectro de aceleraciones para el análisis dinámico, es presentado en la Figura 61.

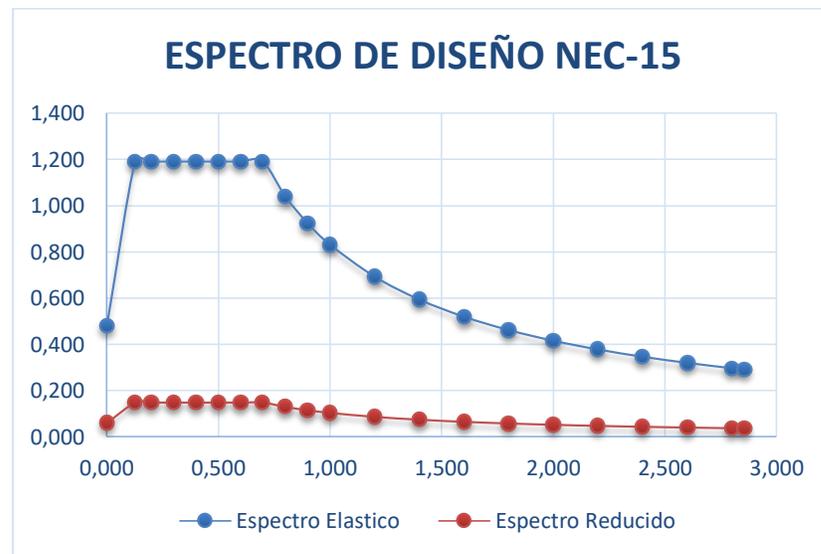


Figura 61. Espectro de diseño elástico y reducido para análisis dinámico. Estructura de hormigón armado. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.2. Modelación de la estructura mixta

Para la estructura mixta de la misma forma que para la estructura de hormigón armado deben ser modelados los elementos estructurales preliminares obtenidos en el pre-dimensionamiento, con la diferencia que las viguetas metálicas deben ser modeladas como simplemente apoyadas.

4.2.1. Modelación de placa colaborante (Steel Deck)

La placa colaborante o steel deck obtenida en el pre-dimensionamiento tiene un espesor de $e = 0.65$ mm determinado por el catálogo del fabricante, para definirla se lo hará en a partir de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Deck Sections, ver Figura 62.

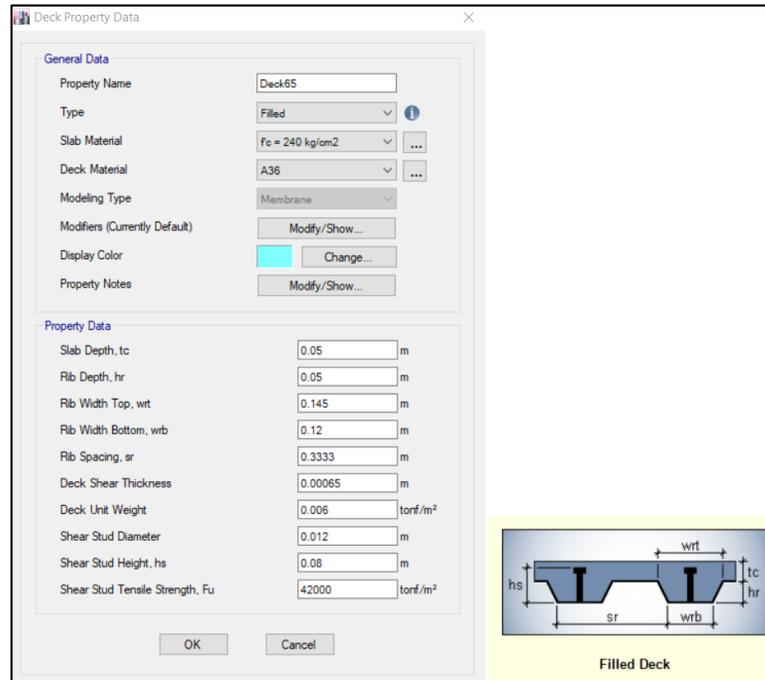


Figura 62. Definición de placa colaborante, $e=0.65$ mm. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.2. Modelación de vigas de hormigón armado

Las vigas serán definidas a través de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Frame Sections. La NEC-SE-DS indica que para vigas se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.5, ver Figura 63.

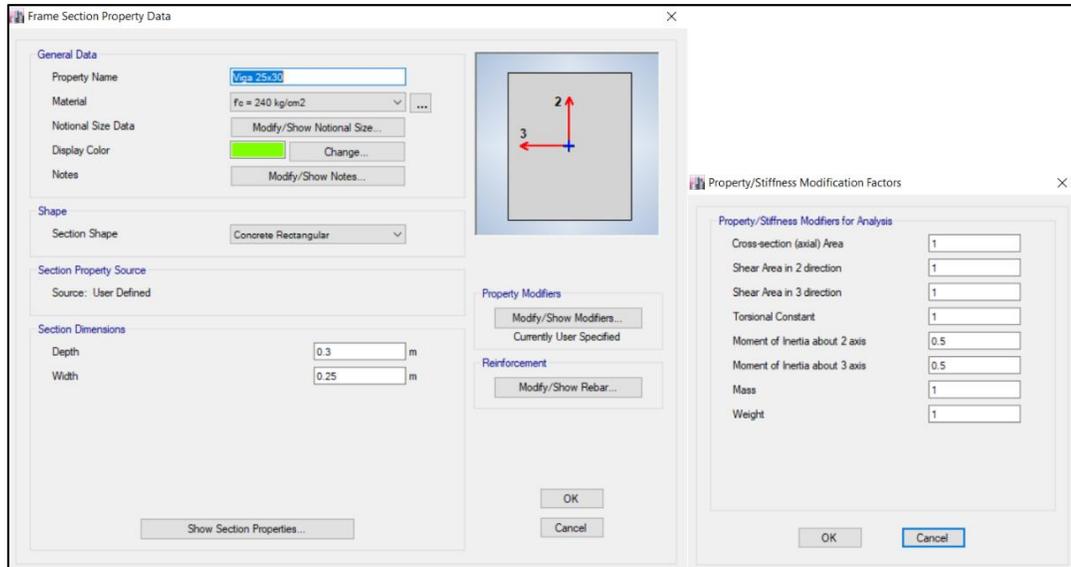


Figura 63. Definición de viga. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.3. Modelación de viguetas en acero estructural

Las viguetas metálicas serán definidas a través de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Frame Sections, ver Figura 64. La restricción para que trabajen como vigas simplemente apoyadas se las realiza al momento de dibujarla eligiendo la opción de “Pinned”, como se indica en la Figura 65.

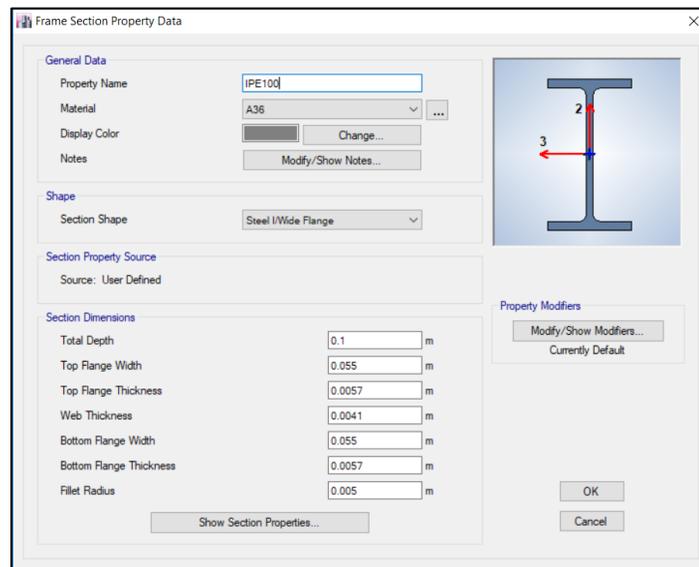


Figura 64. Definición de viguetas metálicas. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

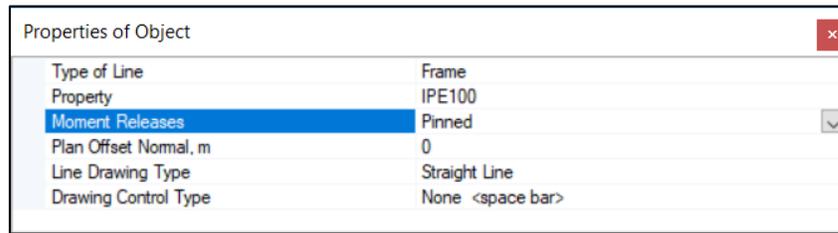


Figura 65. Restricción de viguetas simplemente apoyadas. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.4. Modelación de columnas en hormigón armado

Las columnas serán definidas a través de la barra de menús en la opción Define → Section Properties → Frame Sections. La NEC-SE-DS indica que para vigas se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.8, ver Figura 66.

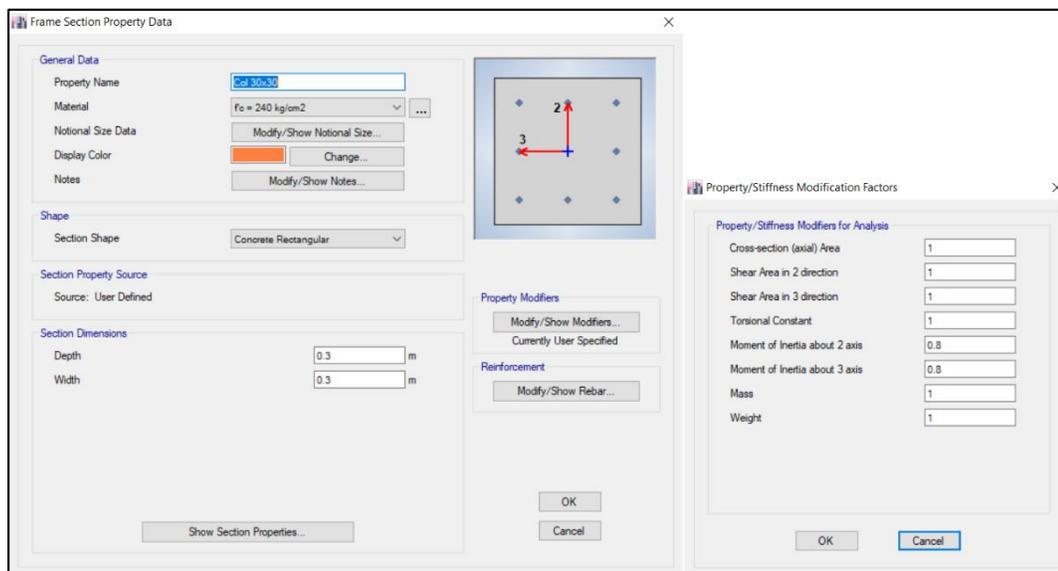


Figura 66. Definición de columna en ETABS v.16. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para disminuir los efectos de torsión en planta, producto de varias modelaciones realizadas por los autores del presente trabajo, fueron incluidos diafragmas (ver planos) cuya asignación se la hace a través de la barra de menús Define → Section Properties → Wall Section. La NEC-SE-DS indica que para muros se debe trabajar con una inercia agrietada de 0.6 en los dos primeros pisos, ver Figura 67.

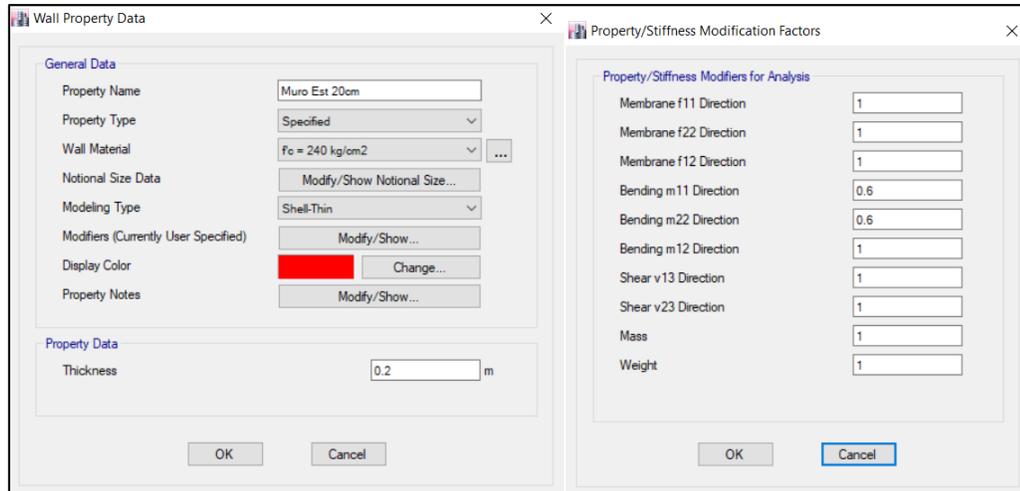


Figura 67. Definición de muro, espesor 20 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.2.5. Modelación de cimentación

Se asigna la zapata corrida correspondiente al muro de contención ver Figura 68 y Figura 69, así como la zona rígida correspondiente a columnas ver Figura 70. Estos elementos se determinará en la barra de menús en la opción Define → Slab Properties.

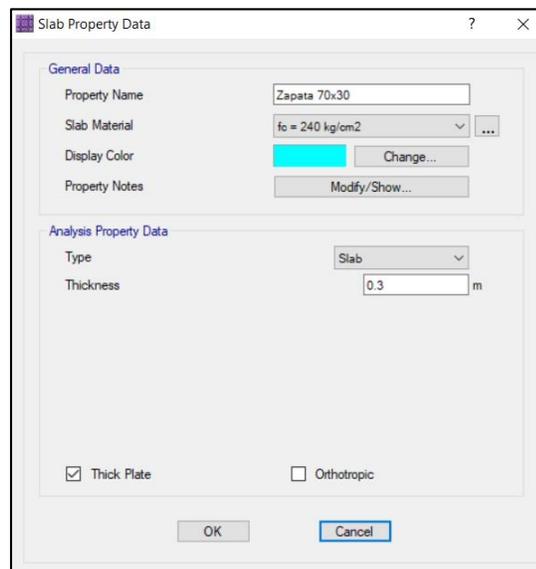


Figura 68. Definición de zapata corrida 70x30 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

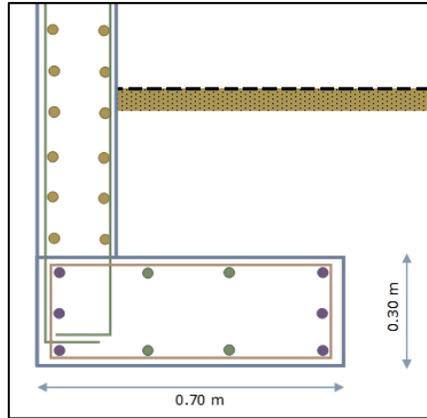


Figura 69. Esquema de zapata corrida 70X30 cm. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

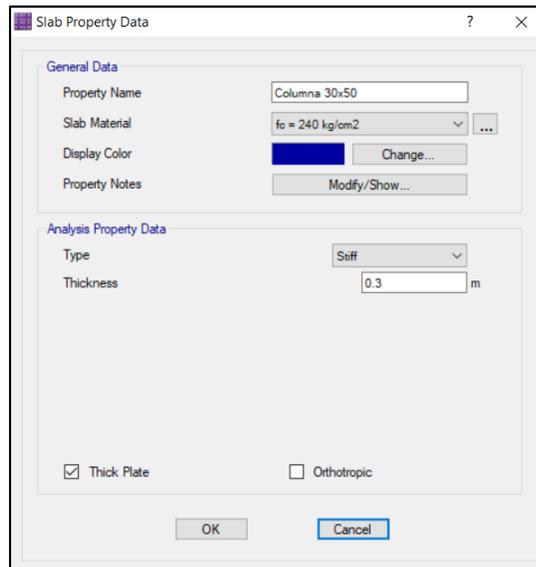


Figura 70. Definición de zona rígida para columna de 30x30 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para poder realizar un análisis comparativo de la edificación entre la estructura de hormigón armado con la estructura mixta, se ha decidido utilizar el mismo tipo de cimentación, tales como: vigas de cimentación T invertida, vigas de cimentación en L y vigas de cimentación rectangulares. Para la asignación de las vigas de cimentación en el programa se lo hace a través de la barra de menú en la opción Define → Beam Properties, como se muestra en la Figura 71 y Figura 72.

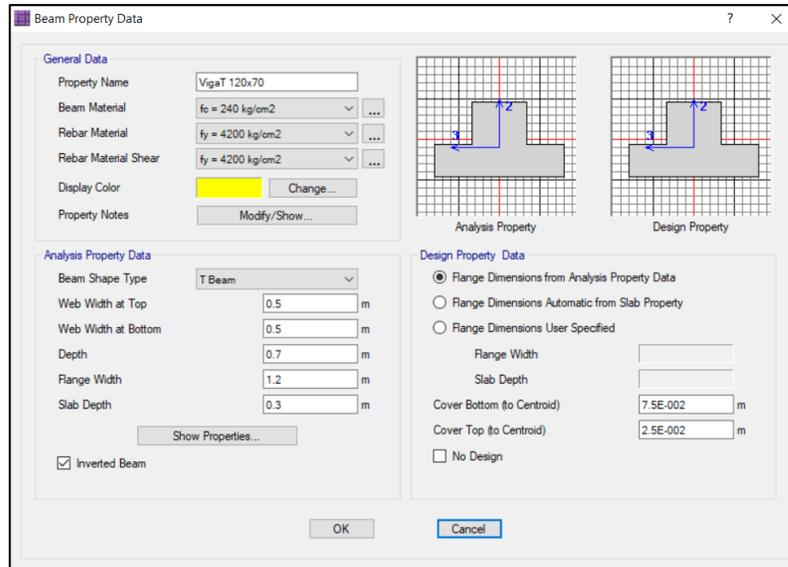


Figura 71. Definición de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. en ETABS v.16. Estructura mixta. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

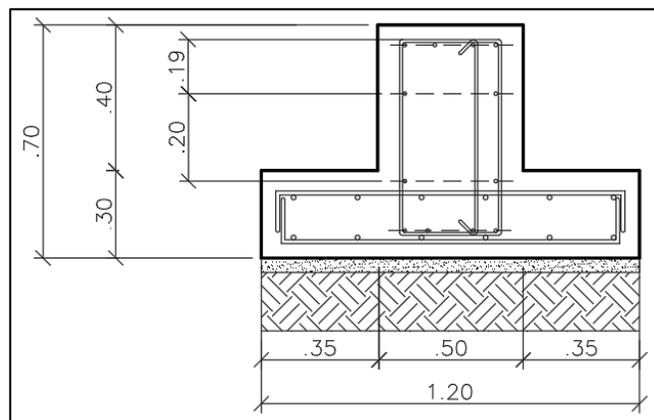


Figura 72. Esquema de viga de cimentación T invertida 130x80 cm. Estructura mixta. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para poder realizar un análisis comparativo de la edificación entre la estructura de hormigón armado con la estructura mixta, se ha optado por utilizar de igual manera vigas de cimentación. En caso de que la estructura mixta requiera de la implantación de muros de corte, tomar las consideraciones detalladas en el apartado 4.1.4.

4.2.6. Modelación de la estructura completa

Definidos los materiales y las secciones de la estructura mixta, el siguiente paso es dibujar la geometría de la edificación en el programa computacional Etabs v.16, misma

que permite el análisis espectral de la estructura y de esta manera realizar las comprobaciones respectivas del comportamiento ante el sismo de diseño. La Figura 73 muestra la geometría completa de la estructura analizada.

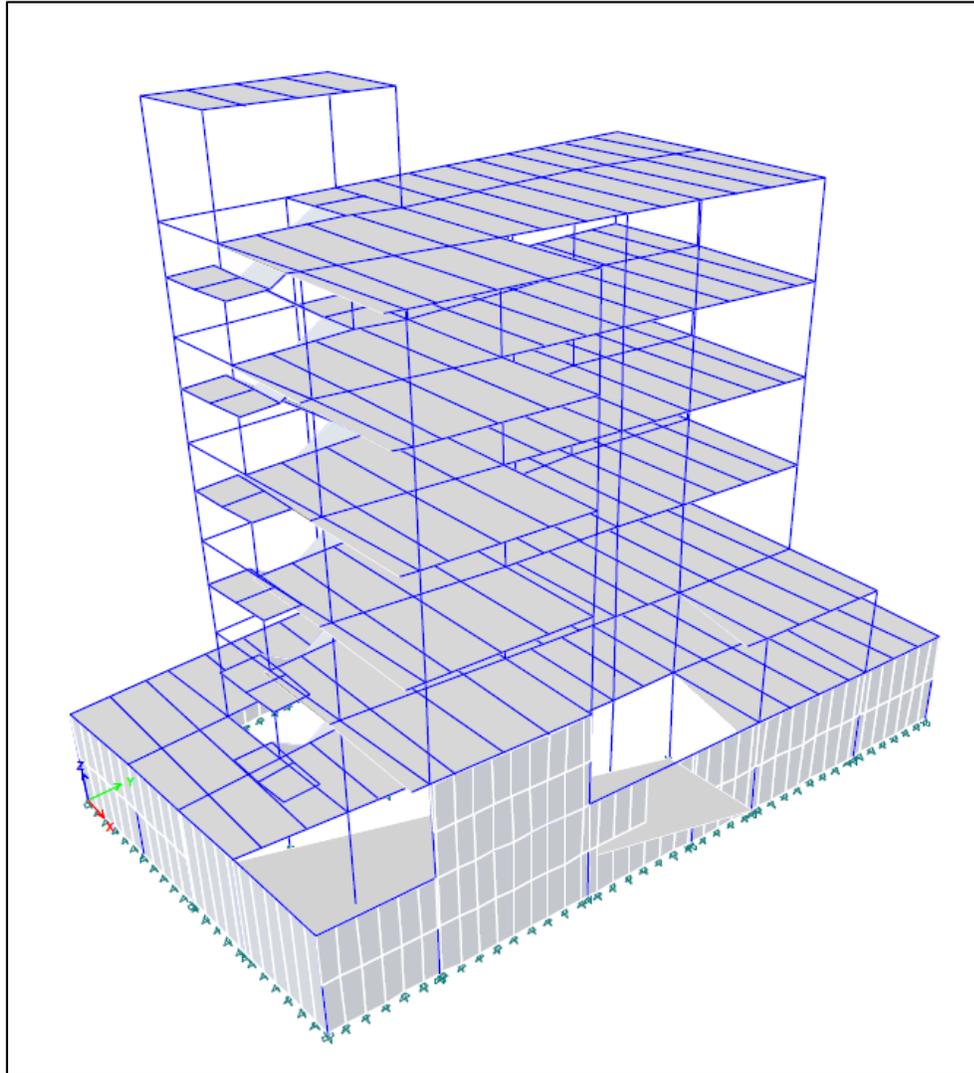


Figura 73. Geometría completa. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.6.1. Configuración estructural

Dibujada la geometría de la edificación para ser modelada tiene que ser definida el diafragma de piso. Para la estructura mixta es definido el diafragma de piso semi-rígido (ver apartado 2.2.1.) como se muestra en la Figura 74.

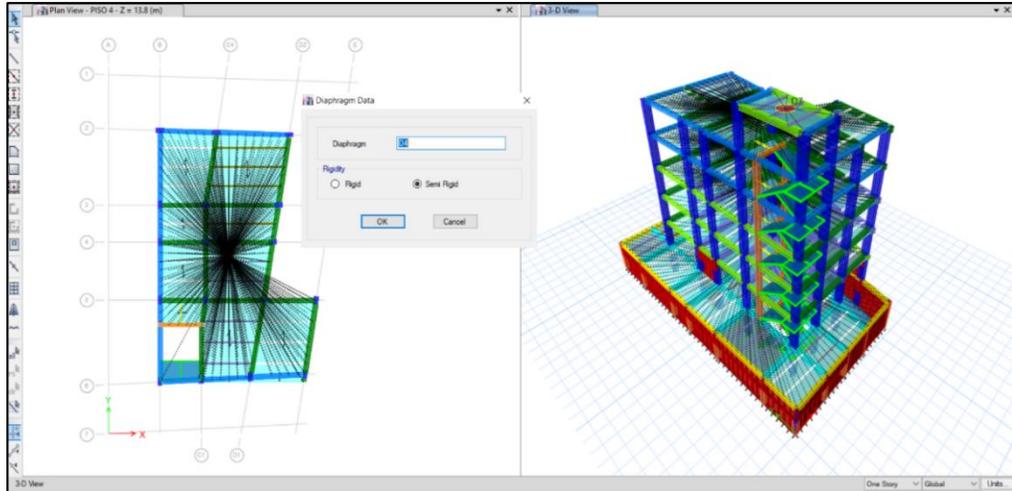


Figura 74. Asignación de diafragmas de piso. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Definidos los diafragmas de piso, se definen de los patrones de carga para la estructura, ver Figura 75.

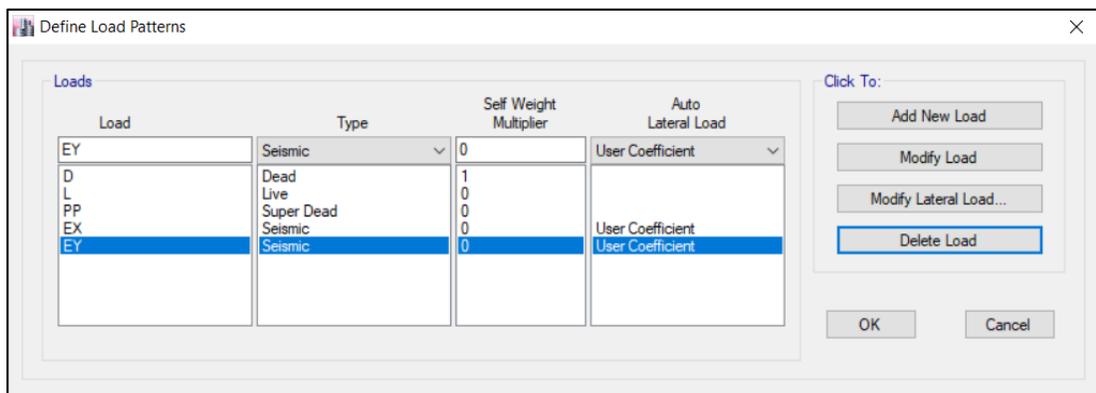


Figura 75. Asignación de patrones de carga para primera iteración. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Posterior a la definición de los patrones de carga se define la masa de la estructura, ver Figura 76.

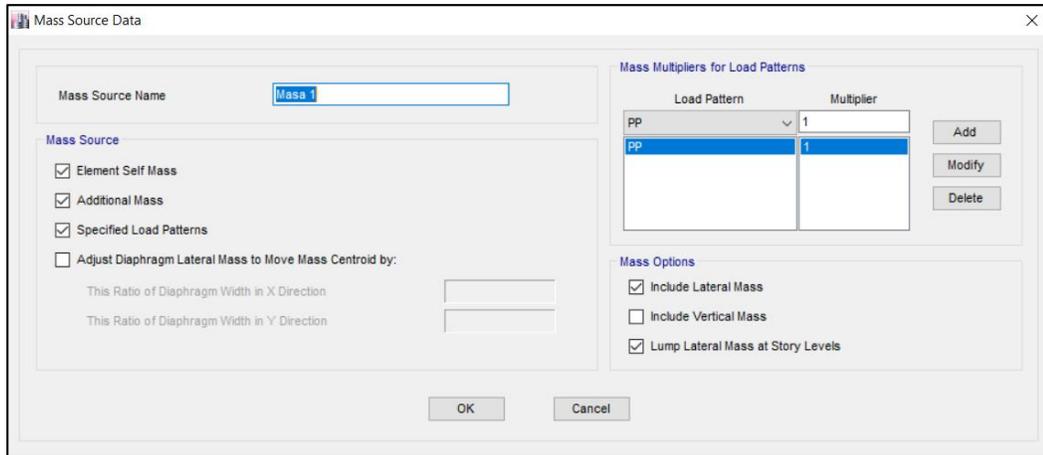


Figura 76. Asignación de masa. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Definida la masa de la estructura se procede a la asignación de carga en cada piso. Las cargas que deben asignarse serán: carga viva “L” y peso propio “PP”, ya que este último es el peso que el paquete computacional no calculo así que debe ser definido por el usuario como se indica en la Figura 77.

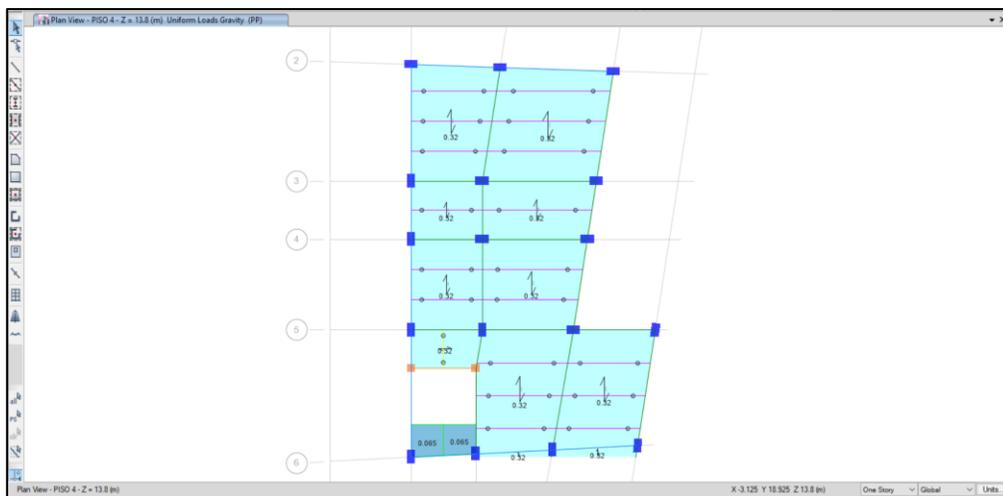


Figura 77. Asignación de carga de peso propio [PP] en piso 4. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Realizada la definición de todos los aspectos antes mencionados, la estructura ya puede ser sometida a análisis, después de las iteraciones respectivas, la estructura debe cumplir los requisitos normados en NEC-SE-DS (Ver apartado 4.2.7).

Cumpliendo dichos requisitos se procede a la asignación del coeficiente de cortante basal [Cv] y el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura [k], ver Figura 78.

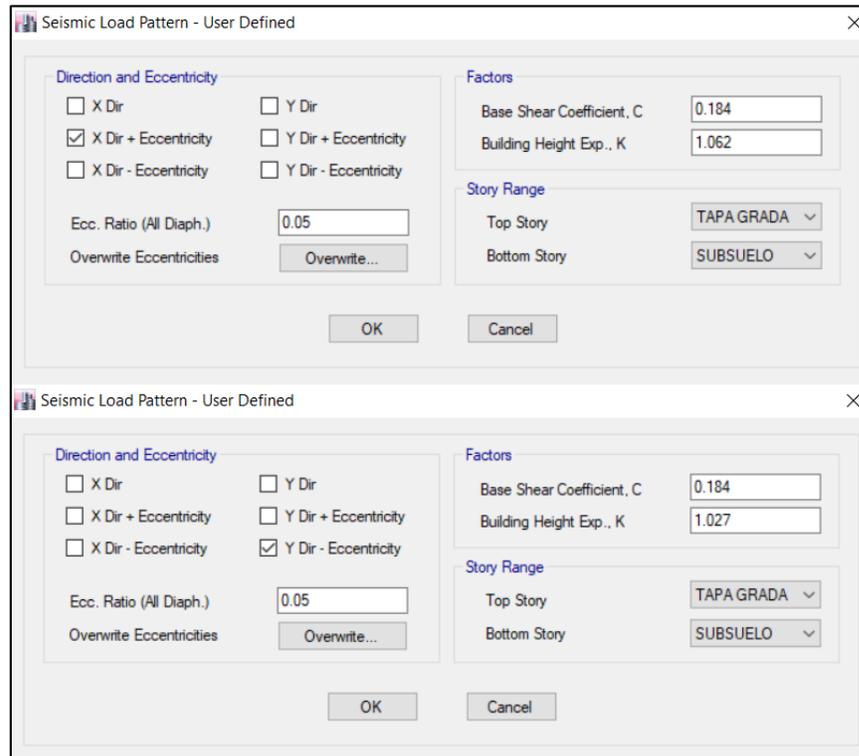


Figura 78. Asignación del coeficiente de cortante basal y factor k para sismo estático [EX; EY]. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Donde el coeficiente del cortante basal está definida por la siguiente expresión:

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

De igual manera se define el patrón de carga por análisis dinámico denominado “ESPX” para la dirección “x” y “ESPY” para la dirección “y”, ingresando el espectro de diseño propio de la edificación en análisis, como se muestra en la Figura 79 y Figura 80.

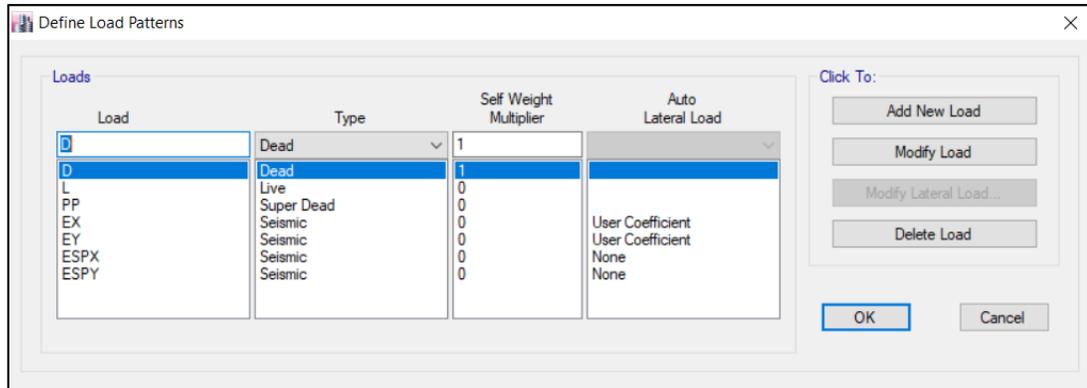


Figura 79. Definición de patrón de carga para sismo dinámico [ESPX; ESPY]. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

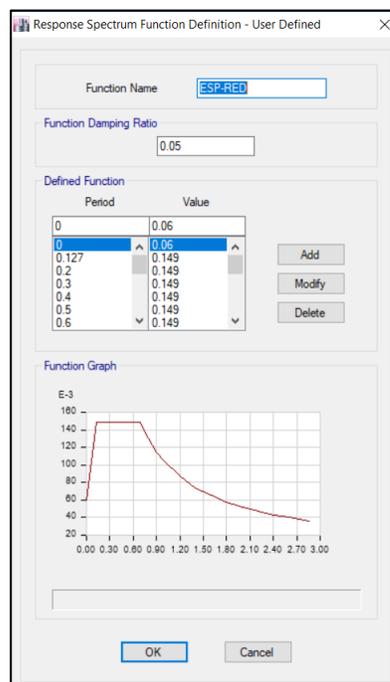


Figura 80. Ingreso de espectro de diseño. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.6.2. Configuración de Diseño

Realizado todos los chequeos en la etapa de configuración estructural se procederá a la etapa de configuración de diseño, en esta se tendrá que definir las combinaciones de carga propuestas por la norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-CG mostradas en la Tabla 73.

Tabla 73. Combinaciones de cargas. Estructura mixta

Combinaciones de carga		
Combinación	Nombre	Descripción
Combinación 1	U1 =	1.4D + 1.4PP
Combinación 2	U2 =	1.2D + 1.2PP + 1.6L
Combinación 3	U3 =	1.2D + 2.2PP + 1.0L
Combinación 4	U5X (+) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0EX
Combinación 5	U5X (-) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L - 1.0EX
Combinación 6	U5Y (+) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0EY
Combinación 7	U5Y (-) =	1.2D + 1.2PP + 1.0L - 1.0EY
Combinación 8	U5ESPX =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0ESPX
Combinación 9	U5ESPY =	1.2D + 1.2PP + 1.0L + 1.0ESPY
Combinación 10	U6 =	0.9D + 0.9PP
Combinación 11	U7X (+) =	0.9D + 0.9PP + 1.0EX
Combinación 12	U7X (-) =	0.9D + 0.9PP - 1.0EX
Combinación 13	U7Y (+) =	0.9D + 0.9PP + 1.0EY
Combinación 14	U7Y (-) =	0.9D + 0.9PP - 1.0EY
Combinación 15	U5ESPX =	0.9D + 0.9PP + 1.0ESPX
Combinación 16	U5ESPY =	0.9D + 0.9PP + 1.0ESPY
Combinación 17	SERV=	1.0D + 1.0PP + 1.0L
Combinación 18	ENVX-ESTATICO=	U1+U2+U3+U5X(+)+U5X(-)+U6+ U7X(+)+U7X(-)
Combinación 19	ENVY-ESTATICO=	U1+U2+U3+U5Y(+)+U5Y(-)+U6+ U7Y(+)+U7Y(-)
Combinación 20	ENVX-DINAMICO=	U1+U2+U3+U5ESPX+U6+ U7ESPX
Combinación 21	ENVY-DINAMICO=	U1+U2+U3+U5ESPY+U6+ U7ESPY

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas.*

Las combinaciones de cargas indicadas deben ser asignadas en el programa computacional como se muestra en la Figura 81.

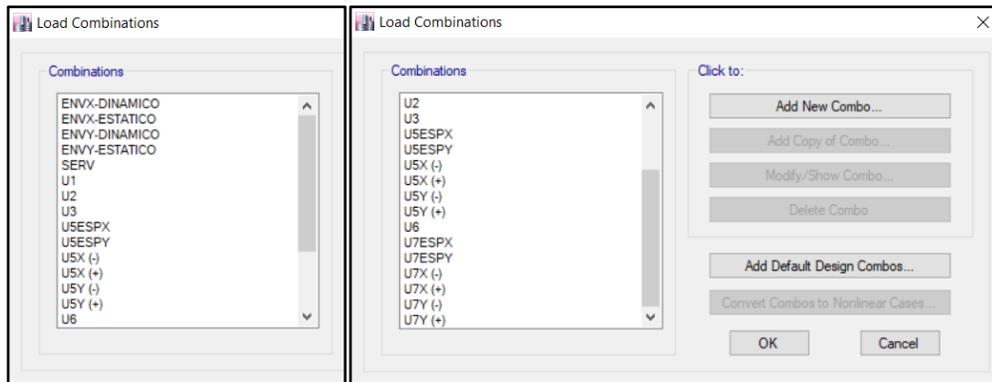


Figura 81. Ingreso combinaciones de cargas. Estructura mixta.

Fuente: ETABS v.16

Finalmente la configuración de las opciones de diseño para los elementos en hormigón armado se define como se muestra en la Figura 82, para el diseño del acero estructural se

indica en la Figura 83, donde se indica la normativa o el código de diseño que se utilizará para el diseño.

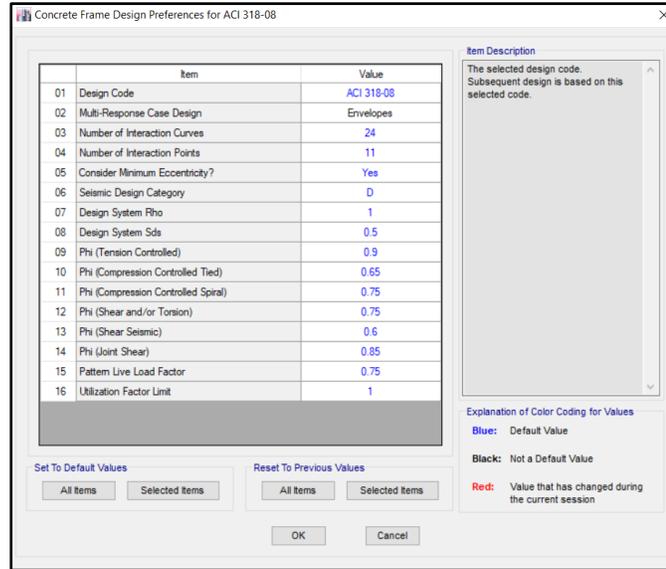


Figura 82. Configuración de opciones de diseño para hormigón. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

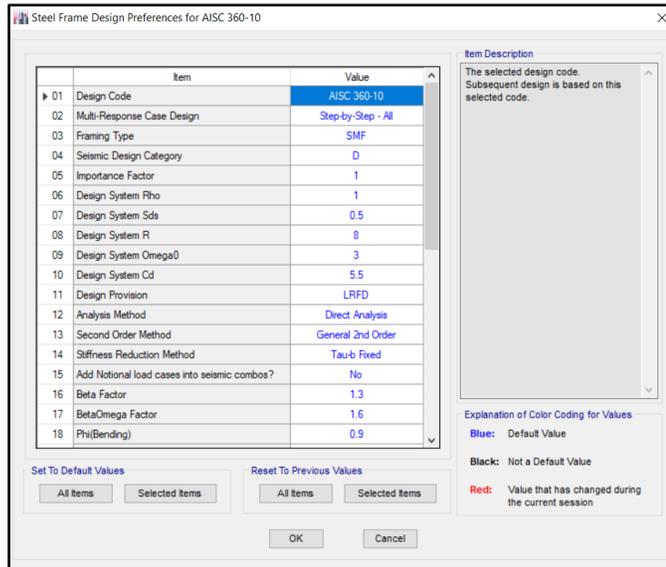


Figura 83. Configuración de opciones de diseño para acero estructural. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

4.2.7. Tabulación y análisis de resultados obtenidos

Los resultados obtenidos en la etapa de configuración estructural se detallan en la presente sección. La primera iteración del análisis estructural para la estructura mixta permitió la obtención de los resultados presentados en la Tabla 74. Cabe mencionar que los resultados presentados corresponden a una de varias modelaciones realizadas para la edificación.

Tabla 74. Análisis modal de la primera iteración. Estructura mixta

Primera iteración			
Modo	T (seg)	Dirección	Comentario
1	0.603	desplazamiento X	Desplazamiento en X con moderada rotación en Y
2	0.554	desplazamiento Y	Desplazamiento en Y
3	0.498	torsión Z	torsión

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Con los periodos fundamentales de vibración obtenidos se procede al control establecido por NEC-SE-DS determinando el periodo fundamental de vibración por el método 1 denominado “Tm1” y método 2 denominado “Tm2” explicado en la sección 3.3.2.9, ver Tabla 75.

Tabla 75. Periodo fundamental de vibración calculado por el método 1 y método 2. Estructura mixta

Control de la NEC-SE-DS para periodos de vibración			
Método 1			
Ct	0.0635	s.u	Coficiente Ct en función del tipo de estructura
hn	16.2	m	Altura máxima de la edificación
α	0.775	s.u	Coficiente α en función del tipo de estructura
Tm1	0.550	seg	Periodo fundamental de vibración método 1
Método 2			
Tm2	0.715	seg	Periodo fundamental de vibración método 2.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De acuerdo a NEC-SE-DS establece que: “Una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este

proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%” (NEC, 2015). Esta referencia será presentada en la Tabla 76.

Tabla 76. Control de variación en periodos de vibración. Estructura mixta

Modo	T calc. (seg)	Periodos para el análisis			Observaciones
			T model. (seg)	% variación	
1	0.550	<	0.603	9.63%	Variación inferior al 10%
2	0.550	<	0.554	0.72%	Variación inferior al 10%
3	0.550	<	0.498	9.45%	Variación inferior al 10%

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la tabla mostrada anteriormente permite detener la iteración de la estructura y proceder a realizar el análisis modal, como se indicó anteriormente existen recomendaciones para obtener un comportamiento ideal de la estructura, para revisar los valores recomendados ver Tabla 69 en sección 4.1.6.

En la Tabla 77 se presentan los modos de vibración propios de la estructura mixta analizada, así como la verificación del comportamiento de la edificación y el porcentaje de participación de masa de la estructura que debe ser mayor o igual al 90% en los modos flexurales en sentido “X” y en sentido “Y”, según NEC-SE-DS.

Tabla 77. Participación de masa. Estructura mixta

Porcentaje de participación de masa							
Caso	Modal	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal	1	0.603	0.7016	0.0483	0.7016	0.0483	0.0234
Modal	2	0.554	0.0272	0.5706	0.7287	0.6189	0.0869
Modal	3	0.498	0.0604	0.0481	0.7891	0.667	0.5384
Modal	4	0.217	0.1109	0.0091	0.9001	0.6761	0.0028
Modal	5	0.193	0.0052	0.0823	0.9053	0.7584	0.0362
Modal	6	0.175	0.0015	0.0256	0.9069	0.784	0.0842
Modal	7	0.131	0.0302	0.0001	0.9371	0.7841	0.0127
Modal	8	0.114	0.0008	0.0497	0.9379	0.8338	0.0028
Modal	9	0.107	0.0184	0.0002	0.9563	0.834	0.0401
Modal	10	0.1	0.0028	0.0036	0.9591	0.8375	0.0025
Modal	11	0.087	0.0027	0.043	0.9618	0.8806	0.0254
Modal	12	0.081	0.0013	0.0137	0.9631	0.8943	0.0397
Modal	13	0.072	0.0093	0.0014	0.9724	0.8957	0.0037
Modal	14	0.069	0.0011	0.0344	0.9735	0.9301	0.009
Modal	15	0.059	0.0000	0.0055	0.9735	0.9356	0.0242
Modal	16	0.057	0.0011	0.0038	0.9746	0.9394	0.0007
Modal	17	0.056	0.0009	0.0064	0.9755	0.9458	0.0024
Modal	18	0.047	0.0002	0.0027	0.9758	0.9485	0.0053

PPM > 90% cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Conocidos los modos de vibración se procede al cálculo del sismo de diseño, para el efecto se presenta la Tabla 71 con los parámetros a ser utilizados, en esta tabla se toman también en cuenta los valores obtenidos de los periodos fundamentales de vibración obtenidos tanto en la Tabla 74 como los calculados en la Tabla 75.

Tabla 78. Evaluación de parámetros para sismo de diseño. Estructura mixta

Espectro elástico de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS)			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1.00	s.u
Factor de reducción de respuesta	R	8.00	s.u
Zonificación Sísmica		V	
Región del Ecuador		Sierra	
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u
Coefficiente Ct	Ct	0.064	s.u
Altura total del elemento	hn	16.20	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0.78	s.u
Tipo de Suelo		D	
Factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u
Factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u
Factor de comportamiento inelástico suelo Fs	Fs	1.28	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	s.u
Factor de irregularidad en planta	\emptyset_p	0.81	s.u
Factor de irregularidad en elevación	\emptyset_e	1.00	s.u
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s ²
Período teórico método 1	T1	0.550	seg.
Período teórico método 1 mayorado	T2	0.715	seg.
Período fundamental dirección x	Tx	0.603	seg.
Período fundamental dirección y	Ty	0.554	seg.
Periodo Límite en T=To	To	0.127	seg.
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.698	seg.
Periodo Límite en T=TL	TL	2.856	seg.
Aceleración en T=0	Sa	0.480	g
Aceleración en T=To	Sa _o	1.190	g
% de reducción de respuesta	f	0.13	s.u

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Para el método estático los resultados del coeficiente de cortante basal para el sismo son presentados en la Tabla 79, tanto para sismo estático en la dirección X denominado “EX”, como para sismo estático en la dirección Y denominado “EY”.

Tabla 79. Coeficiente de cortante basal [Cv] para sismo estático. Estructura mixta

Método estático [EX]			Método estático [EY]		
Ta	0.603	seg	Ta	0.554	seg
Sa(Ta)	1.19	g	Sa(Ta)	1.19	g
I	1.00	s.u.	I	1.00	s.u.
R	8.00	s.u.	R	8.00	s.u.
Øp	0.81	s.u.	Øp	0.81	s.u.
Øe	1.00	s.u.	Øe	1.00	s.u.
Cv	0.184	s.u.	Cv	0.184	s.u.
k	1.062	s.u.	k	1.027	s.u.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Y, finalmente para la obtención del espectro de aceleraciones para el análisis dinámico, es presentado en la Figura 84.

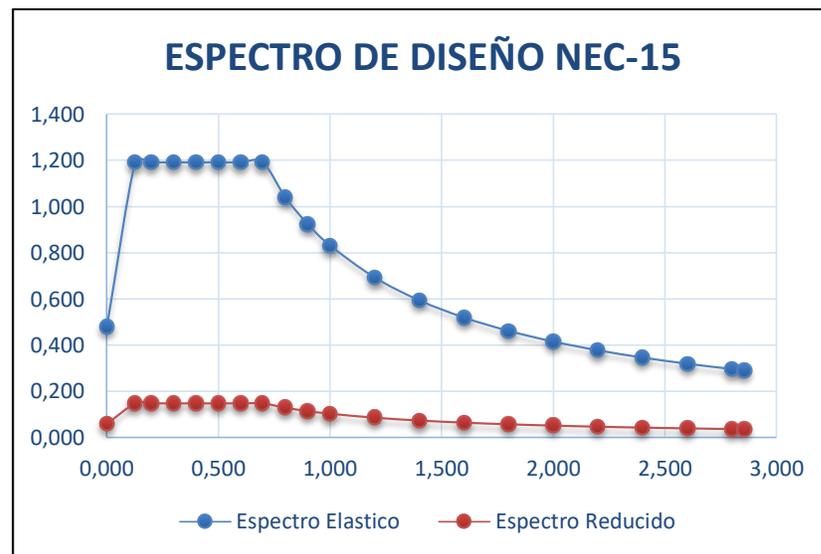


Figura 84. Espectro de diseño elástico y reducido para análisis dinámico. Estructura mixta. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.3. Controles sísmicos de la estructura

El presente apartado contiene los controles a los que son sometidos la estructura de hormigón armado y la estructura mixta en función de derivas de piso y fuerzas laterales, estas últimas tienen que ser verificadas con los valores obtenidos en el apartado 3.3.2.11. para la estructura de hormigón armado y en el apartado 3.3.2.12. para la estructura mixta.

Para los controles de deriva de piso de acuerdo a NEC-SE-DS, no deben excederse los límites de deriva inelásticas mostrados en la Tabla 80.

Tabla 80. Derivas de piso máxima, expresados en fracción

Estructura de:	Δ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.*

Con los valores referenciales proporcionados en normativa, se analizará la deriva máxima inelástica de piso tanto para sismo en la dirección X (EX), como para sismo en la dirección Y (EY) obtenidos en la modelación. Esta deriva de piso máxima inelástica es obtenida a partir de la siguiente expresión.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_e \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

“ $\Delta_{m\acute{a}x}$ ” es la deriva máxima inelástica, “ Δ_e ” es la deriva elástica obtenida en la modelación y “R” es el factor de reducción de respuesta, R=8.

4.3.1. Controles de la estructura de hormigón armado

4.3.1.1. Control de derivas de piso

Para la estructura de hormigón armado en análisis, presenta que la deriva de piso máxima elástica por sismo en dirección “x” denominada “EX” está ubicada en el nivel tres, ver Figura 85. También se pueden observar los valores de derivas elásticas de cada nivel y de esta manera determinar las derivas máximas por piso como se indica en la Tabla 81.

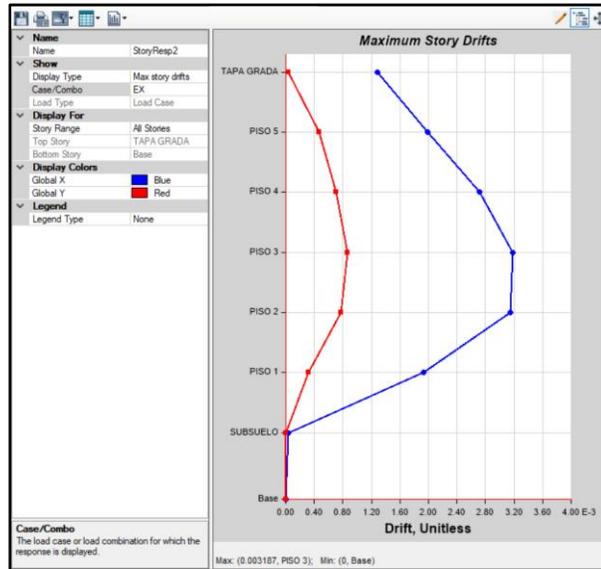


Figura 85. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “x”. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Tabla 81. Derivas de piso por sismo en “x” [EX]. Estructura de hormigón armado

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Observación
TAPA GRADA	EX	0.00128	0.00769	cumple
PISO 5	EX	0.00198	0.01190	cumple
PISO 4	EX	0.00272	0.01632	cumple
PISO 3	EX	0.00319	0.01912	cumple
PISO 2	EX	0.00315	0.01888	cumple
PISO 1	EX	0.00193	0.01157	cumple
SUBSUELO	EX	3.30E-05	0.00020	cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En tanto que la deriva de piso máxima elástica por sismo en dirección “y” denominada “EY” está ubicada en el nivel tres, ver Figura 86. De igual forma se pueden observar los valores de derivas elásticas de cada nivel y así determinar las derivas máximas por piso como se indica en la Tabla 82.

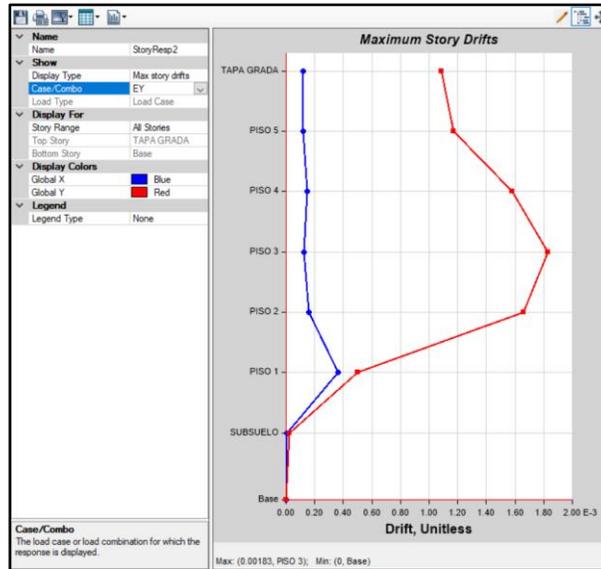


Figura 86. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “y”. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

Tabla 82. Derivas de piso por sismo en “y” [EY]. Estructura de hormigón armado

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta_{\text{máx}}$	Observación
TAPA GRADA	EY	0.00109	0.00652	cumple
PISO 5	EY	0.00117	0.00701	cumple
PISO 4	EY	0.00158	0.00948	cumple
PISO 3	EY	0.00183	0.01098	cumple
PISO 2	EY	0.00166	0.00995	cumple
PISO 1	EY	0.00050	0.00301	cumple
SUBSUELO	EY	2E-05	0.00012	cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.3.1.2. Control de fuerzas laterales

La Tabla 83 muestran la comparación realizada entre las fuerzas laterales calculadas manualmente y las obtenidas en Etabs v.16, dando un de error del 0.03% concluyendo que los valores obtenidos son correctos. Además se presenta una gráfica comparativa de los valores de fuerzas laterales en dirección “x” mostrados en la Figura 87.

Tabla 83. Fuerzas laterales en dirección “x” calculadas manualmente y por Etabs v16. Estructura de hormigón armado

Piso	Fuerzas laterales calculadas		Etabs
	hi (m) (m)	Fx (t)	V Ex (t)
TAPA GRADA	16.2	3.28	3.28
PISO 5	13.5	23.09	23.03
PISO 4	10.8	28.05	28.09
PISO 3	8.1	22.16	22.18
PISO 2	5.4	14.54	14.56
PISO 1	2.7	8.02	8.03
SUBSUELO	0	0	0
		99.14	99.17

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

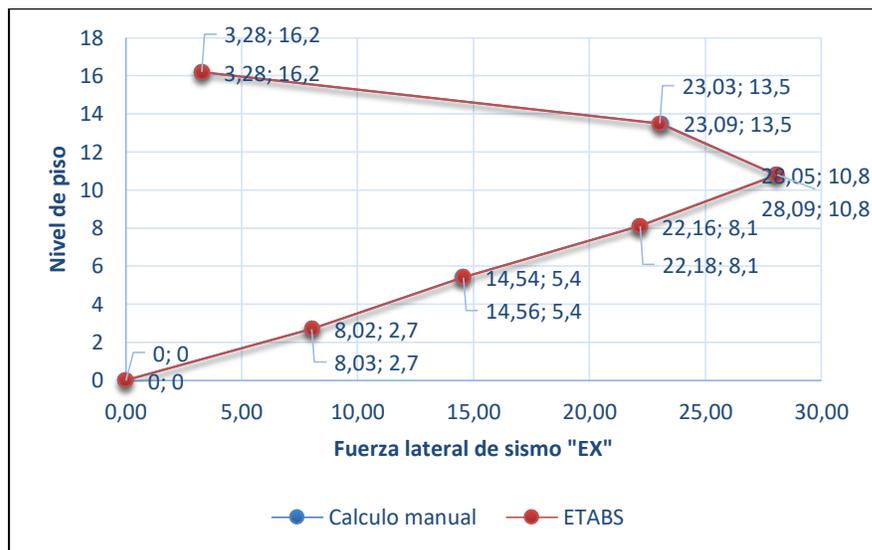


Figura 87. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura de hormigón armado. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De igual forma la Tabla 84 muestra los valores de fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y obtenidas en Etabs v.16, mismos que dan un de error del 0.03%

concluyendo que los cálculos son correctos. Además se presenta una gráfica comparativa de los valores de fuerzas laterales en dirección “y” mostrados en la Figura 88.

Tabla 84. Fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y por Etabs v16. Estructura de hormigón armado

Piso	Fuerzas laterales calculadas		Etabs
	hi (m) (m)	Fy (t)	V Ey (t)
TAPA GRADA	16.2	3.20	3.21
PISO 5	13.5	22.70	22.64
PISO 4	10.8	27.82	27.85
PISO 3	8.1	22.22	22.25
PISO 2	5.4	14.81	14.83
PISO 1	2.7	8.39	8.40
SUBSUELO	0	0	0
		99.14	99.17

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

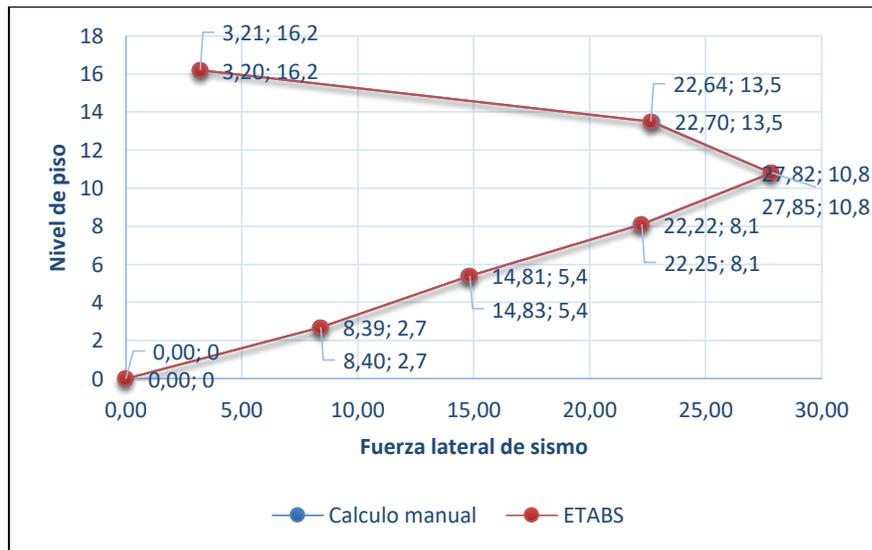


Figura 88. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura de hormigón armado. Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.3.2. Controles de la estructura mixta.

4.3.2.1. Control de derivas de piso

Para la estructura mixta en análisis, presenta que la deriva de piso máxima elástica por sismo en dirección “x” denominada “EX” está ubicada en el nivel dos, ver Figura 89. También se pueden observar los valores de derivas elásticas de cada nivel y de esta manera determinar las derivas máximas por piso como se indica en la Tabla 85.

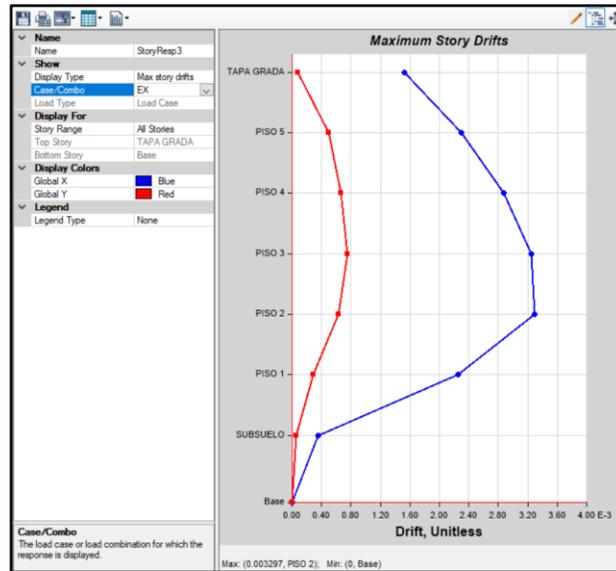


Figura 89. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “x”. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Tabla 85. Derivas de piso por sismo en “x” [EX]. Estructura mixta

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Observación
TAPA GRADA	EX	0.00152	0.00913	cumple
PISO 5	EX	0.00229	0.01376	cumple
PISO 4	EX	0.00287	0.01724	cumple
PISO 3	EX	0.00325	0.01948	cumple
PISO 2	EX	0.00330	0.01978	cumple
PISO 1	EX	0.00226	0.01355	cumple
SUBSUELO	EX	0.00035	0.00212	cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En tanto que la deriva de piso máxima elástica por sismo en dirección “y” denominada “EY” está ubicada en el nivel tres, ver Figura 90. De igual forma se pueden observar los

valores de derivas elásticas de cada nivel y así determinar las derivas máximas por piso como se indica en la Tabla 86.

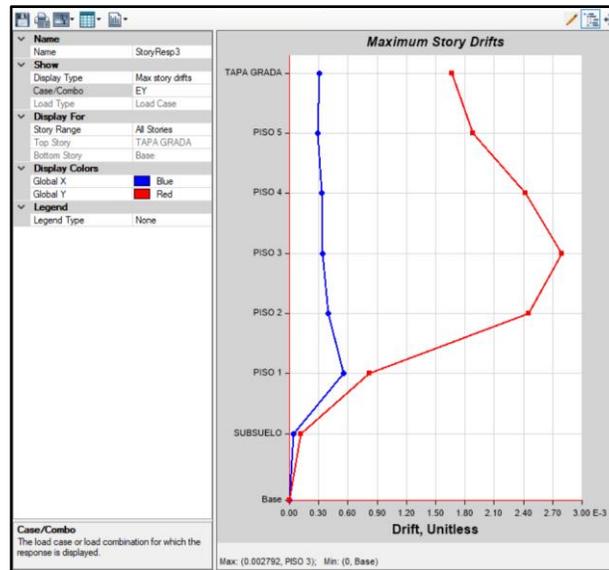


Figura 90. Derivas de piso obtenidas por sismo estático en dirección “y”. Estructura mixta.
Fuente: ETABS v.16

Tabla 86. Derivas de piso por sismo en “y” [EY]. Estructura mixta

Piso	Patrón de carga	Δe	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Observación
TAPA GRADA	EY	0.00167	0.01000	cumple
PISO 5	EY	0.00188	0.01130	cumple
PISO 4	EY	0.00242	0.01453	cumple
PISO 3	EY	0.00279	0.01675	cumple
PISO 2	EY	0.00245	0.01472	cumple
PISO 1	EY	0.00082	0.00493	cumple
SUBSUELO	EY	0.00012	0.00070	cumple

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

4.3.2.2. Control de fuerzas laterales

La Tabla 87 muestran la comparación realizada entre las fuerzas laterales calculadas manualmente y las obtenidas en Etabs v.16, dando un de error del 0.01% concluyendo que los valores obtenidos son correctos. Además se presenta una gráfica comparativa de los valores de fuerzas laterales en dirección “x” mostrados en la Figura 87.

Tabla 87. Fuerzas laterales en dirección “x” calculadas manualmente y por Etabs v.16. Estructura mixta

Piso	Fuerzas laterales calculadas		Etabs
	hi (m) (m)	Fx (t)	V Ex (t)
TAPA GRADA	16.2	2.70	2.70
PISO 5	13.5	18.93	18.98
PISO 4	10.8	22.59	22.57
PISO 3	8.1	17.79	17.77
PISO 2	5.4	11.51	11.50
PISO 1	2.7	6.15	6.15
SUBSUELO	0	0	0
		79.67	79.66

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

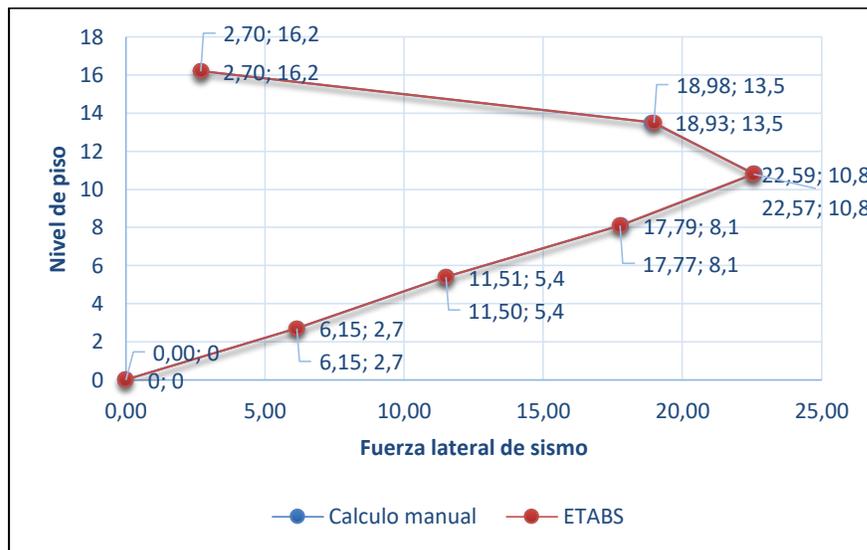


Figura 91. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “x”. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De igual forma la Tabla 88 muestra los valores de fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y obtenidas en Etabs v.16, mismos que dan un de error del 0.01% concluyendo que los cálculos son correctos. Además se presenta una gráfica comparativa de los valores de fuerzas laterales en dirección “y” mostrados en la Figura 92.

Tabla 88. Fuerzas laterales en dirección “y” calculadas manualmente y por Etabs v.16. Estructura mixta

PISO	Fuerzas laterales calculadas		Etabs
	hi (m) (m)	Fy (t)	V Ey (t)
TAPA GRADA	16.2	2.64	2.65
PISO 5	13.5	18.58	18.70
PISO 4	10.8	22.46	22.40
PISO 3	8.1	17.85	17.82
PISO 2	5.4	11.72	11.70
PISO 1	2.7	6.42	6.41
SUBSUELO	0	0	0
		79.67	79.66

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

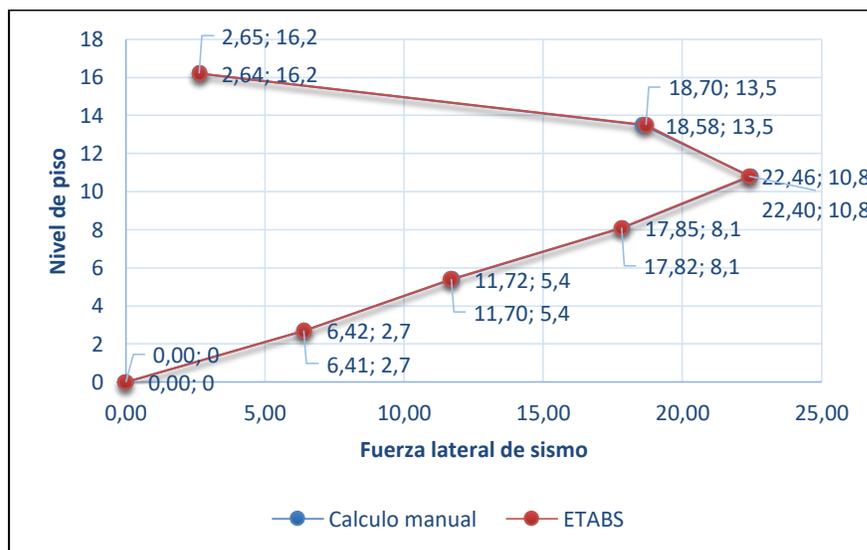


Figura 92. Gráfica de dispersión de fuerzas laterales en dirección “y”. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Capítulo V

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

5.1. Diseño de las estructuras en hormigón armado

5.1.1. Diseño de losa nervada

El presente apartado detalla el proceso matemático utilizado para el diseño de la losa nervada, tanto el diseño a corte donde se indica los macizados a realizarse, como el diseño a flexión donde se detalla la cantidad de acero colocado en los nervios de losa para momento positivo y negativo. En la Figura 93 se muestra un corte de la losa utilizada.

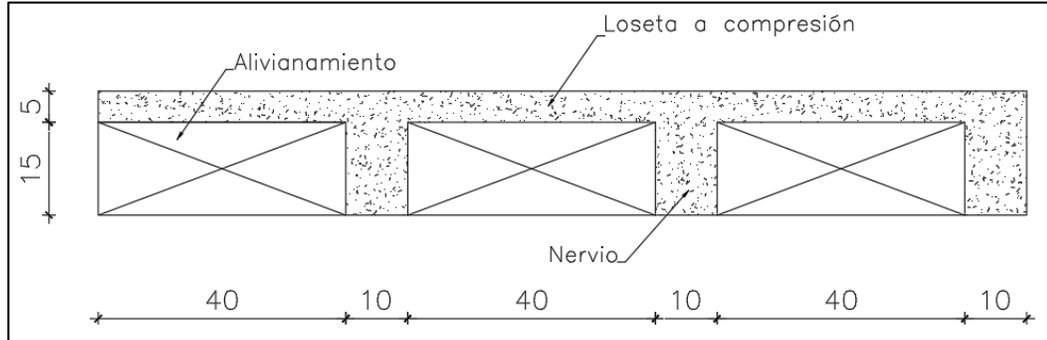


Figura 93. Distribución 10-40-10-40 de losa nervada a diseñar.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

5.1.1.1. Diseño a corte de la losa

El diseño a corte de la losa se lo hace cara a cara de los apoyos, esto permitirá conocer la longitud de macizado que se necesitará en el apoyo, teniendo en cuenta que el macizado mínimo es de 20 centímetros. (Brito, Adolfo; Taylhardat, Leonardo;, 2015). La Figura 94 indica un esquema del macizado mínimo en la losa nervada.

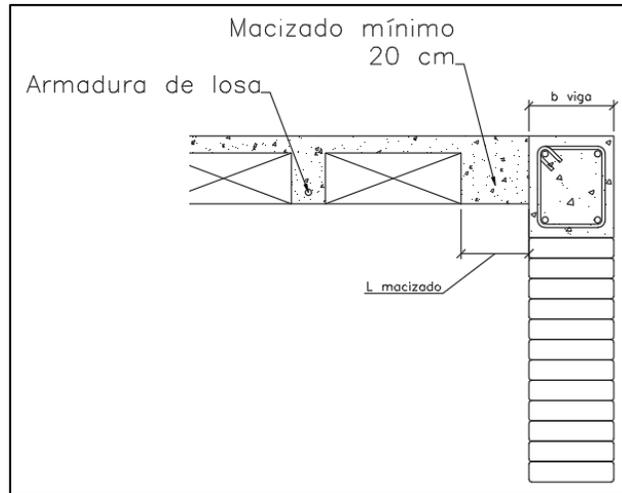


Figura 94. Esquema de macizado mínimo en losa.
Fuente: Brito A. & Taylhardat L., (2015). *Losas nervadas*.

La resistencia de diseño que menciona el ACI-318 en su capítulo 4 correspondiente a requisitos para sistemas estructurales, indica que la resistencia nominal de la sección debe ser mayor a la sollicitación que tiene que resistir. Esta resistencia a cortante que tiene que soportar la losa en los apoyos está dada por la expresión: (Brito, Adolfo; Taylhardat, Leonardo;, 2015)

$$V_c = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

V_c : Resistencia a cortante de la sección de hormigón.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, $\phi = 0.75$ para cortante.

b : base del nervio de la losa.

d : peralte efectivo de la losa.

En el caso que la resistencia externa a cortante de la losa sea mayor que la resistencia a cortante por capacidad de la sección se tendrá que determinar la longitud de macizado mediante la siguiente expresión:

$$X_{\text{macizado}} = \frac{V_u - V_c}{W_u} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$L_{\text{macizado}} = X_{\text{macizado}} - \frac{b_{\text{viga}}}{2} \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

V_u : Solicitación a cortante última externa.

W_u : Carga de diseño por nervio.

L_{macizado} : Longitud final de macizado (ver Figura 94).

b_{viga} : Base de la viga adyacente al apoyo (ver Figura 94).

Los esfuerzos obtenidos en el análisis estructural por cortante a partir de la modelación son presentados en la Figura 95. Los valores obtenidos en el análisis permitirán el diseño de la losa nervada a corte calculando de esta manera la longitud de macizado de ser requerida.

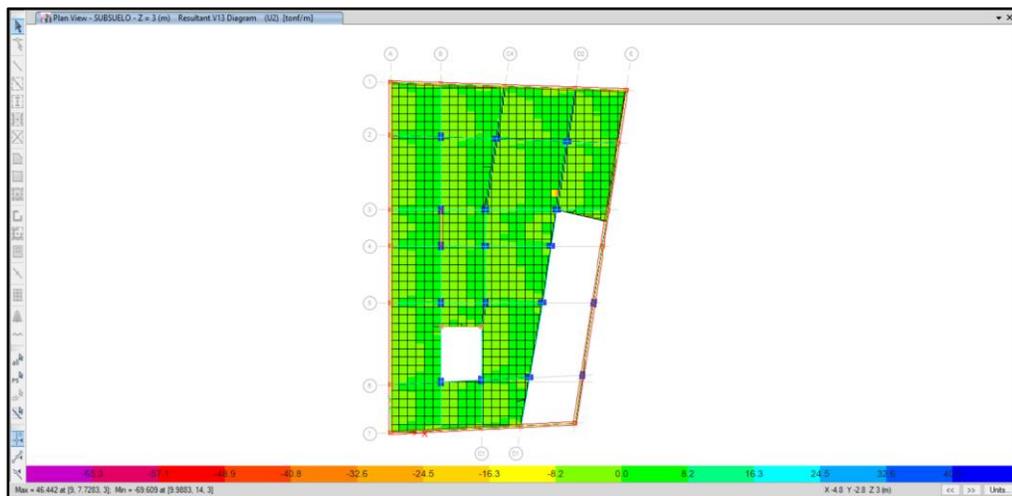


Figura 95. Esfuerzos de corte en losa de la planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

La Figura 97 presentan los resultados obtenidos por corte en la dirección “x” correspondiente al Eje 1 de la planta del subsuelo. Con los valores indicados en el presente apartado se indicarán los cálculos tipo para el diseño.

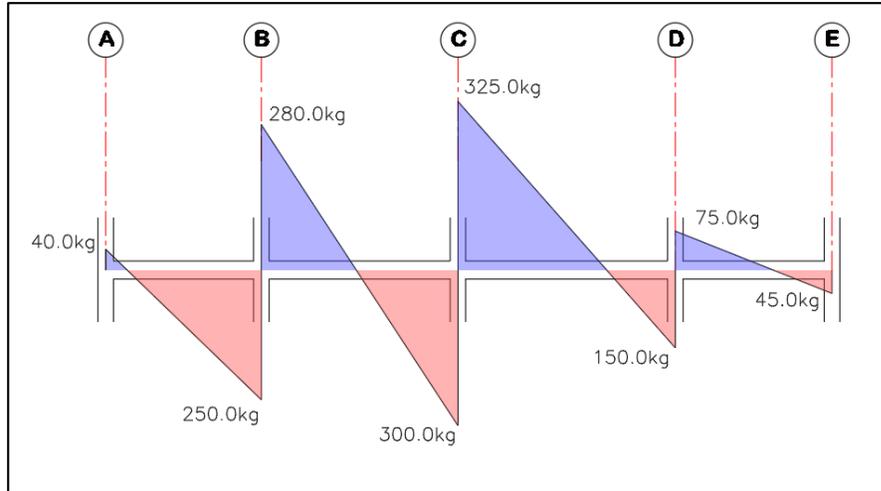


Figura 96. Diagrama de cortante del eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS v.16

En la Tabla 89 presenta los datos para el diseño a corte de la losa nervada, así como la carga soportada por nervio.

Tabla 89. Datos para el diseño a corte de la losa. Estructura de hormigón armado.

Datos para diseño a corte de la losa			
$\phi =$	0.75	s.u.	Factor de reducción de resistencia
$b =$	10	cm	Base del nervio de la losa
$s =$	50	cm	Distancia de eje a eje de nervio
$r =$	3	cm	Recubrimiento
$W_u =$	540.52	kg/m	Carga de diseño por nervio

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Con los datos presentados para el diseño a cortante, se procede al cálculo de la resistencia a corte de la sección de la losa “Vc”.

$$V_c = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 1.1 \cdot 0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{240} \cdot 10 \cdot (20 - 3)$$

$$V_c = 1151.56 \text{ kg}$$

Calculado Vc, se procede a la verificación con las sollicitaciones externas de corte que debe soportar la losa teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- Si $V_c > V_u$, se tendrá que respetar el macizado mínimo de 20cm.
- Si $V_c < V_u$, se tendrá que calcular la longitud de macizado.

Los esfuerzos de cortante último para el eje 1 de la losa del subsuelo se presentan en la Tabla 90, estos valores son tomados en los apoyos de la losa.

Tabla 90. Cálculo de macizado para losa nervada, eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado

	Apoyo 1 (der)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)	Apoyo 4 (izq)	Apoyo 4 (der)	Apoyo 5 (izq)
Cortes (kg)	40.0	250.0	280.0	300.0	325.0	150.0	75.0	45.0
Macizados	10 cm							
L macizado calc.	NC							
L macizado asum.	20 cm							

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Es decir, para el eje 1 de la losa correspondiente a la planta del subsuelo necesita únicamente el macizado mínimo correspondiente a 20 centímetros en los apoyos respectivos, es por ello que no se calcula la longitud de macizado y es representado por las siglas “NC”.

5.1.1.2. Diseño a flexión de la losa

El armado a flexión de la losa nervada permite la determinación del acero de refuerzo en los nervios para soportar tanto momento positivo como momento negativo en las dos direcciones, así como la determinación de refuerzos en las zonas de confinamiento correspondientes a las vigas debido al momento actuante en dicha zona. Para el presente trabajo el diseño de la losa nervada se realizará de acuerdo al método de pórtico equivalente, donde toma en cuenta la franja de columna así como la franja intermedia, como se indica en la Figura 97.

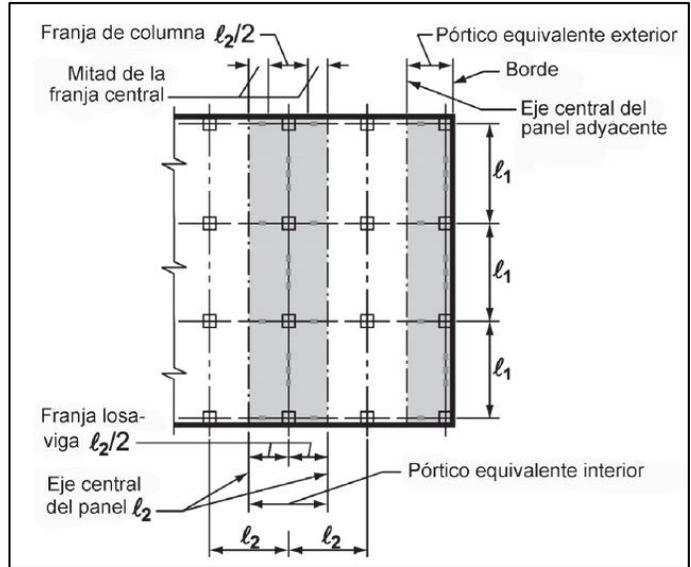


Figura 97. Definición de pórtico equivalente.

Fuente: American Concrete Institute, (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.

En el presente apartado se realizará el ejemplo de cálculo del diseño a flexión de la losa para la franja media ubicada entre el eje 1 y eje 2 correspondiente a la modelación de la planta del subsuelo como se muestra en la Figuras 98.

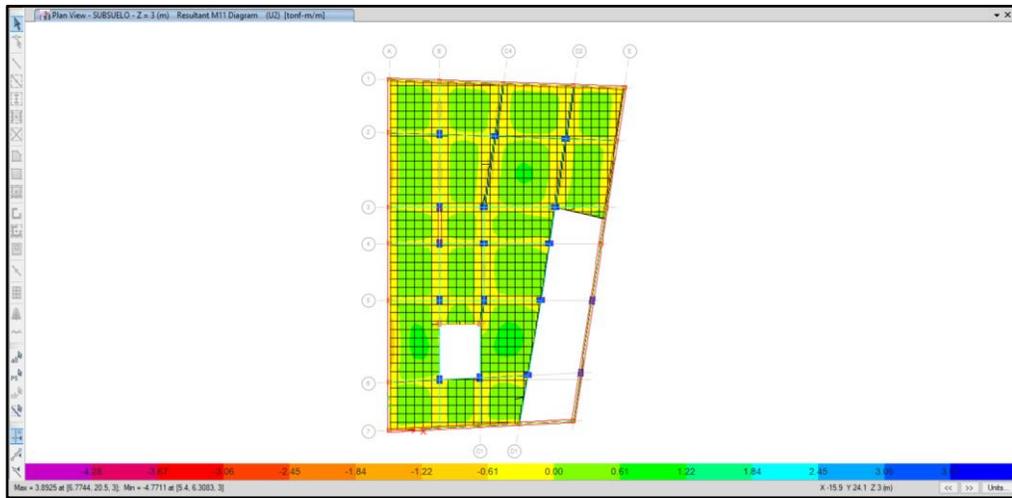


Figura 98. Esfuerzos de flexión en losa de la planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.

Fuente: ETABS v.16

Del análisis estructural realizado en la Figura 99 se presentan los resultados de momentos flectores obtenidos para el diseño a flexión correspondiente a la franja media mencionada en el párrafo anterior.

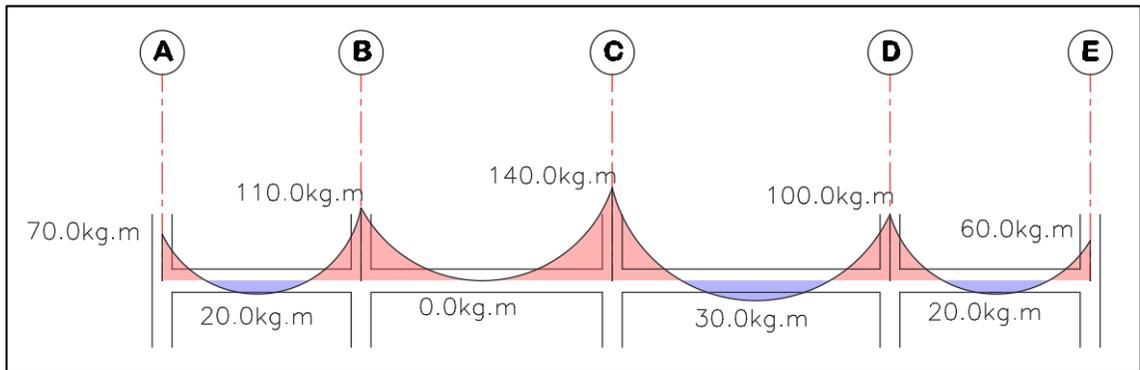


Figura 99. Diagrama de momentos de franja media entre eje 1-2 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado.

Fuente: ETABS v.16

Otra manera de leer los esfuerzos generados es a partir del mallado realizado a la losa por el método de elementos finitos y de esta manera obtener el armado de los nervios. La Tabla 91 muestra los resultados de los esfuerzos obtenidos en el eje 1 y el cálculo del armado a flexión de la losa nervada.

Tabla 91. Cálculo de armadura a flexión en nervios de losa, eje 1 planta del subsuelo. Estructura de hormigón armado

Diseño del nervio por flexión												
$\phi =$	0.9											
	Ingresar en valor absoluto momentos de envolvente de diseño - Mu [kg-m]											
	Apoyo 1 (der)	Tramo (1-2)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Tramo (2-3)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)	Tramo (3-4)	Apoyo 4 (izq)	Apoyo 4 (der)	Tramo 4-5	Apoyo 5 (izq)
Momentos	70.00	20.00	110	110.00	0.00	140.00	140.00	30.00	100.00	100.00	20.00	60.00
As calc (cm2)	0.11	0.03	0.17	0.17	0.00	0.22	0.22	0.05	0.16	0.16	0.03	0.09
As mín (cm2)	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
As a colocar (cm2)	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
ϕ a colocar (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
# de varillas	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As colocado (cm2)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo para la obtención de la armadura en los nervios. El cálculo del acero de refuerzo será el máximo valor entre el acero de refuerzo calculado y el acero de refuerzo mínimo, esto a partir de las siguientes expresiones:

$$A_{s_{\text{calc}}} = \frac{\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot \phi \cdot b}} \right)}{\frac{f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde:

“As cal” es el acero de refuerzo calculado, “As mín” es el acero de refuerzo mínimo, “Mu” es la sollicitación de momento último de diseño, “d” es el peralte efectivo del nervio de la losa, “b” es la base del nervio de la losa y “φ” es el factor de reducción de resistencia por flexión, igual a 0.9.

Por tanto, para $Mu_{(c)} = 140 \text{ kg-m}$, se tiene los siguientes resultados del acero de refuerzo calculado y mínimo:

$$A_{s_{\text{calc}}} = \frac{\left(17 - \sqrt{(17)^2 - \frac{2 \cdot (140 \cdot 100)}{0.85 \cdot 240 \cdot 0.9 \cdot 10}} \right)}{\frac{4200}{0.85 \cdot 240 \cdot 10}} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{14}{4200} \cdot 10 \cdot 17 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Como se mencionó anteriormente el valor del acero de refuerzo a flexión a colocar será el valor máximo entre el acero de refuerzo calculado y el acero de refuerzo mínimo, como se indica a continuación:

$$A_{s \text{ a colocar}} = \text{máx}[A_{s \text{ calc}}; A_{s \text{ mín}}]$$

$$A_{s \text{ a colocar}} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Con el acero de refuerzo a colocar se determinará el diámetro de la varilla en el nervio para momento negativo, colocando una varilla de 12 milímetros..

$$A_{s \phi=12\text{mm}} > A_{s \text{ a colocar}}$$

$$1.13 \text{ cm}^2 > 0.80 \text{ cm}^2$$

∴ Cumple acero de refuerzo requerido

5.1.1.3. *Cálculo de flechas*

La verificación de flechas debe ser considerada a partir de dos verificaciones: flecha instantánea y flecha diferida. A continuación se indicarán los resultados obtenidos:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{instantaneo}} + \Delta_{\text{diferido}} = 0.23 + 0.02 = 0.25 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{\text{Luz}}{480} = \frac{487}{480} = 1.01 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} \leq \Delta_{\text{permisible}}$$

$$0.25 \text{ cm} \leq 1.01 \text{ cm} \rightarrow \text{Verifica flechas}$$

5.1.2. *Diseño de vigas*

En el presente apartado se detalla el procedimiento matemático para el cálculo de acero de refuerzo requerido en las vigas de la edificación de hormigón armado.

5.1.2.1. *Diseño a flexión en hormigón armado*

En el presente apartado se muestra el proceso de cálculo de acero de refuerzo a flexión para las vigas del pórtico 2 correspondiente al primer piso, ver Figura 100.

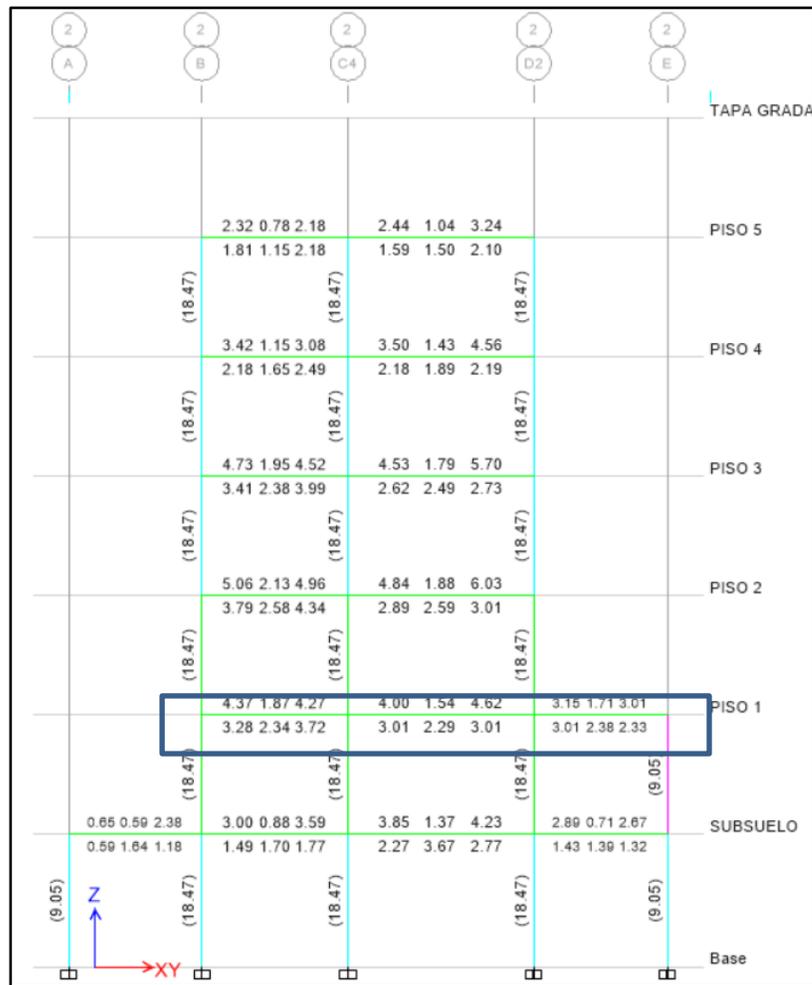


Figura 100. Cantidades de acero de refuerzo por flexión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la Figura 100 se observan las cantidades de acero de refuerzo a flexión a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

Dimensiones de la viga

La viga del primero piso cuenta con tres vanos, la cual tiene como dimensiones 25x40cm, en el presente estudio se realiza el ejemplo de cálculo para la viga con luz más crítica siendo esta la del vano número dos con una luz igual a 4,20m, en la Tabla 92 se describen los datos de la geometría de la sección a ser analizada.

Tabla 92. Secciones de la viga. Estructura de hormigón armado

Variable	Apoyo derecho	Tramo vano 2	Apoyo izquierdo
b (cm)	25.00	25.00	25.00
h (cm)	40.00	40.00	40.00
r (cm)	4.00	4.00	4.00
d (cm)	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Donde:

“b” es la base de la viga.

“h” es la altura de la viga.

“r” es el recubrimiento de la viga.

“d” es el peralte efectivo de la viga.

“ ϕ ” es el factor de reducción de resistencia.

Diseño a flexión para momento negativo en vigas

Para el diseño a flexión para momento negativo en vigas se ha obtenido los valores correspondientes a la envolvente de diseño y de esta forma calcular el acero de refuerzo, estos resultados son presentados en la Tabla 93.

Tabla 93. Diseño a flexión para momento negativo. Estructura de hormigón armado

Variable	Apoyo derecho	Tramo vano 2	Apoyo izquierdo
Mu(-)(Kg*m)	5200.11	0.00	5954.06
ρ	0.44%	0.00%	0.51%
Rn (kg/cm)	17.83	0.00	20.42
As. calc. (cm ²)	4.00	0.00	4.62
As. min. (cm ²)	3.00	3.00	3.00
As. pro. (cm ²)	4.00	3.00	4.62

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Mu (-)” es el momento ultimo negativo por envolvente crítica.

“ ρ ” es la cuantía del acero de refuerzo calculado.

“Rn” es la expresión para simplificación de cálculo.

“As calc.” es el acero de refuerzo calculado.

“As. min.” es el acero de refuerzo mínimo.

“As. pro.” es el acero de refuerzo provisto.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$Rn = \frac{5200.11 * 100}{0.90 * 25.00 * 36.00^2}$$

$$Rn = 17.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right) * 100\% \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\rho = \frac{0.85 * 240}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.83}{0.85 * 240}} \right) * 100\%$$

$$\rho = 0.44\%$$

$$\text{As. cal.} = \rho * b * d \quad (\text{Ec. 39})$$

$$\text{As. cal.} = 0.44\% * 25.00 * 36.00$$

$$\text{As. cal.} = 3.96\text{cm}^2 \approx 4.00\text{cm}^2$$

$$\text{As. min.} = 14/fy * b * d \quad (\text{Ec. 40})$$

$$\text{As. min.} = 14/fy * 25.00 * 36.00$$

$$\text{As. min.} = 3.00\text{cm}^2$$

$$\text{As. cal.} > \text{As. min.}$$

$$\text{As. pro.} = 4.00\text{cm}^2$$

Diseño a flexión para momento positivo en vigas

Para el diseño a flexión para momento positivo en vigas se ha obtenido los valores correspondientes a la envolvente de diseño y de esta forma calcular el acero de refuerzo, estos resultados son presentados en la Tabla 94.

Tabla 94. Diseño a flexión para momento positivo. Estructura de hormigón armado

Variable	Apoyo derecho	Tramo vano 2	Apoyo izquierdo
Mu(+)(Kg*m)	3280.25	1243.1	3424.36
ρ	0.28%	0.10%	0.29%
Rn (kg/cm)	11.25	4.26	11.74
As. calc. (cm2)	2.48	0.92	2.59
As. min. (cm2)	3.00	3.00	3.00
As. pro. (cm2)	3.00	3.00	3.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Mu(+)” es el momento ultimo positivo por envolvente critica.

“ ρ ” es la cuantía del acero de refuerzo calculado.

“Rn” es la expresión para simplificación de cálculo.

“As calc.” es el acero de refuerzo calculado.

“As. min.” es el acero de refuerzo mínimo.

“As. pro.” es el acero de refuerzo provisto.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$Rn = \frac{328025 * 100}{0.90 * 25.00 * 36.00^2}$$

$$Rn = 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right) * 100\%$$

$$\rho = \frac{0.85 * 240}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 11.25}{0.85 * 240}} \right) * 100\%$$

$$\rho = 0.28\%$$

$$As. cal. = \rho * b * d$$

$$As. cal. = 0.28\% * 25.00 * 36.00$$

$$As. cal. = 2.48 \text{ As. min.} = 14 / fy * b * d$$

$$As. min. = 14 / fy * 25.00 * 36.00$$

$$As. min. = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$As. min. > As. cal.$$

$$As. pro. = 3.00 \text{ cm}^2$$

5.1.2.2. *Diseño a corte en vigas por capacidad*

En el presente apartado se muestra el proceso de cálculo de acero de refuerzo a corte por capacidad para las vigas del pórtico 2 correspondiente al primer piso debido a que se tiene que considerar que en los extremos de la viga se produce una doble curvatura que provocan solicitaciones hiperestáticas, ver Figura 101. Los demás cálculos se podrán ver en los anexos respectivos. La cortante a capacidad

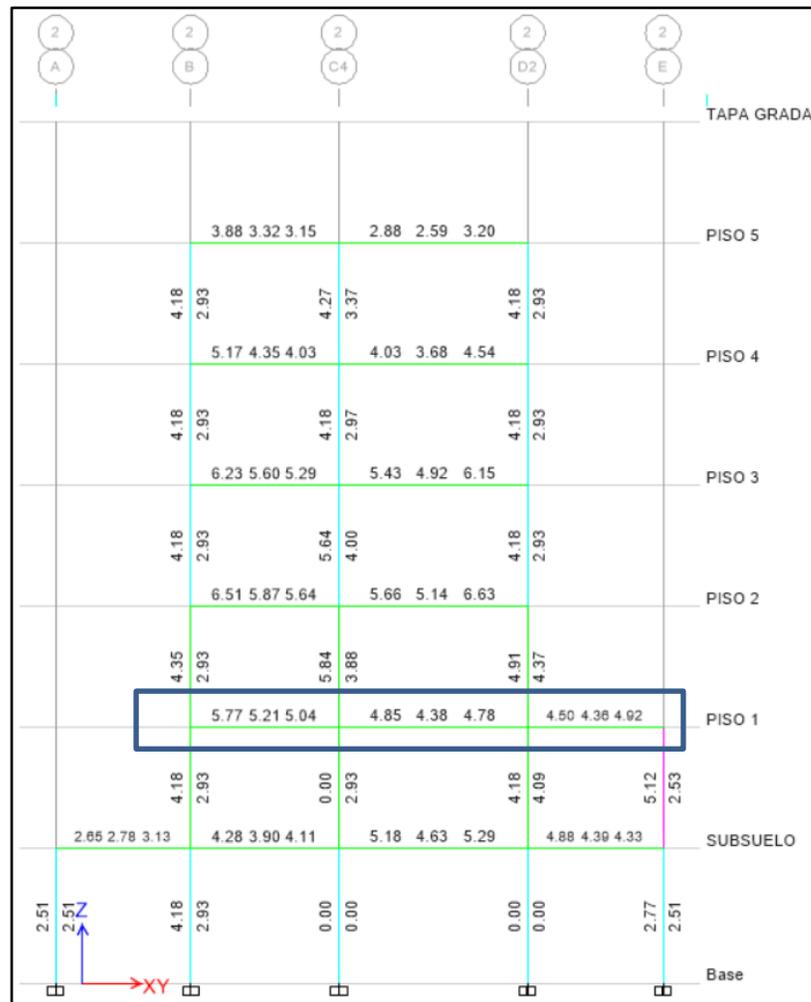


Figura 101. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.
 Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la figura 101 se observa las cantidades de acero de refuerzo a corte a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel. La Tabla 95 muestra los resultados obtenidos para el cálculo de la separación de estribos de la viga analizada

Tabla 95. Separación de estribos de viga. Estructura de hormigón armado

Variable	Apoyo derecho	Vano 2	Apoyo izquierdo
Vu (Kg)	4130.93	-	4231.58
Estribos	1.00	-	1.00
∅ (mm)	10.00	-	10.00
#Ramales	2.00	-	2.00
S conf. (cm)	9.00	-	9.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Vu” es el cortante último por envolvente crítica.

“∅” es el diámetro del estribo para refuerzo por cortante.

“#Ramales” es el número de ramales.

“S conf.” es el espaciamiento requerido por norma.

$$s \text{ conf} < \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 8 * \varnothing \text{ longitudinal} \\ 24 * \varnothing \text{ estribo} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s \text{ conf} < \left\{ \begin{array}{l} 8.50\text{cm} \\ 16.00\text{cm} \\ 24.00\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s \text{ conf} = 8.50\text{cm} \approx 9.00\text{cm}$$

Con los datos presentados anteriormente, se procede a las verificaciones para corte por capacidad de la viga analizada y de esta forma obtener el acero a corte, los resultados para dicha verificación y cálculo se presentan en la Tabla 96.

Tabla 96. Diseño de corte por capacidad de viga. Estructura de hormigón armado

Variable	Apoyo derecho	Vano 2	Apoyo izquierdo
As (-) cm2	4.00	-	4.62
As (+) cm2	3.00	-	3.00
Mp(-) (Kg*m)	7135.70	-	8154.20
Mp(+) (Kg*m)	5426.80	-	5426.80
Vp (Kg)	3795.32	-	4103.02
Vp (Kg)	-	4103.02	-
Vcm (Kg)	1321.08	-	1263.18
Va (Kg)	1188.97	-	1136.86
Vu (Kg)	5291.99	-	5239.88
Vc (Kg)	0.00	-	0.00
Av (cm2)	4.67	-	4.62

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Mp” es el momento probable.

“Vp” es el cortante probable hiperestático.

“Vcm” es el cortante por carga muerta.

“Va” es el cortante isostático.

“Vu” es el cortante por capacidad.

“Vc” es el cortante ocupado por el concreto.

“Av” es el acero de refuerzo para cortantes por capacidad.

$$a = \frac{As(\pm) * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b} \quad (\text{Ec. 41})$$

$$a = \frac{4.00 * 1.25 * 4200}{0.85 * 240 * 25.00}$$

$$a(-) = 4.12 \text{ cm}$$

$$a(-) = 4.76 \text{ cm}$$

$$a(+) = 3.09 \text{ cm}$$

$$a(+) = 3.09 \text{ cm}$$

$$M_p(\pm) = 1.25 * A_s(\pm) * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec. 42})$$

$$M_p(\pm) = 1.25 * 4.00 * 4200 * \left(36.00 - \frac{4.12}{2}\right)$$

$$M_p(-) = 7135.70 \text{ Kg} - \text{m} \quad M_p(-) = 8154.20 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_p(+) = 5426.80 \text{ Kg} - \text{m} \quad M_p(+) = 5426.80 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$V_p = \left(\frac{M_i(-) + M_j(+)}{l}; \frac{M_i(+) + M_j(-)}{l}\right) \quad (\text{Ec. 43})$$

$$V_p = \left(\frac{7135.70 + 5426.80}{4.20}; \frac{5426.80 + 8154.20}{4.20}\right)$$

$$V_p = (3795.32\text{Kg}; 4103.02\text{Kg})$$

$$V_p = 4103.02 \text{ Kg}$$

$$V_{cm} = 1321.08 \text{ Kg} \quad V_{cm} = 1263.18 \text{ Kg}$$

$$V_a = 0.75 * 1.20 * V_{cm} \quad (\text{Ec. 44})$$

$$V_a = 0.75 * 1.20 * 1321.08$$

$$V_a = 1188.97 \text{ kg} \quad V_a = 1136.86 \text{ kg}$$

$$V_u = V_a + V_p \quad (\text{Ec. 45})$$

$$V_u = 1188.97 + 4103.02$$

$$V_u = 5291.99 \text{ kg} \quad V_u = 5329.88 \text{ kg}$$

$$V_p \geq 0.50 * V_u; V_c = 0 \quad (\text{Ec. 46})$$

$$4103.02 \geq 0.50 * 5291.99$$

$$4103.02 > 2645.99$$

$$V_c = 0.00 \text{ kg} \quad V_c = 0.00 \text{ kg}$$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad (\text{Ec. 47})$$

$$A_v = \frac{\frac{5291.99}{0.75} - 0}{4200 \cdot 36.00}$$

$$A_v = 0.0467 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_v = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 4.62 \text{ cm}^2$$

5.1.3. Diseño de columnas

En el presente apartado se detalla el procedimiento matemático para el cálculo de acero de refuerzo requerido en las columnas de la edificación de hormigón armado.

5.1.3.1. Diseño a flexo-compresión en columnas

Se presenta a continuación el ejemplo de cálculo de acero de refuerzo a flexo-compresión para las columnas del pórtico 2 en subsuelo, ver Figura 102.

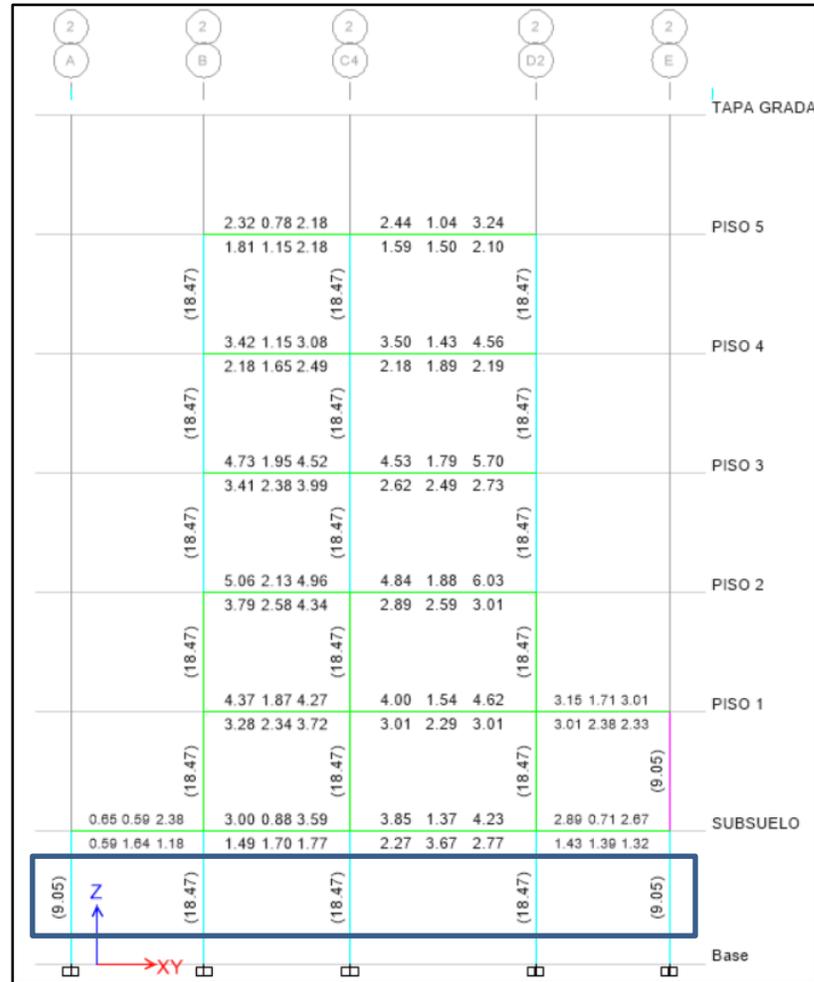


Figura 102. Cantidades de acero de refuerzo por flexo-compresión, pórtico eje 2. Estructura de hormigón armado.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la figura 102 se observa las cantidades de acero de refuerzo a flexo-compresión a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

Dimensiones de la columna

Se dispone de cinco columnas en subsuelo correspondiente al pórtico 2, en el presente estudio se realiza el ejemplo de cálculo para la columna más crítica la cual está determinada en función de la mayor área cooperante, siendo esta la ubicada en el eje C4

con dimensiones de 35x50cm y luz libre de columna $l_n=3,00m$. La Tabla 97 describe los datos de la geometría de la sección a ser analizada.

Tabla 97. Sección de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado

Variable	Dimensión	Variable	Dimensión
b (cm)	35.00	r (cm)	3.50
h (cm)	50.00	l_n (cm)	3.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“b” es la base de la columna.

“h” es la altura de la columna.

“r” es el recubrimiento mínimo según normativa.

“ l_n ” es la luz libre de la columna.

Para el diseño a flexo – compresión en la columna analizada se han obtenido los resultados para el acero de refuerzo longitudinal de la columna así como la cuantía asumida y calculada como se muestra en la Tabla 98.

Tabla 98. Diseño a flexo-compresión de la columna, pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado

Variable	Columna 35x50
ρ asum. (%)	1.00%
As. calc. (cm ²)	17.50
ϕ (mm)	14.00
#varillas	12.00
As. colc. (cm ²)	18.47
ρ calc. (%)	1.06%

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“ ρ asum.” es la cuantía de acero de refuerzo asumido por normativa.

“As. calc.” es el acero de refuerzo a flexo-compresión calculado.

“ ϕ ” es el diámetro de la varilla a utilizar para el diseño.

“As. colc.” es el acero de refuerzo a flexo-compresión colocado.

“ρ. calc.” es la cuantía de acero de refuerzo calculado.

$$1\% \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 3\% \quad (\text{Ec. 48})$$

$$\rho \text{ asum} = 1\%$$

$$A_g = b * h \quad (\text{Ec. 49})$$

$$A_g = 35.00 * 50.00$$

$$A_g = 1750.00\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ calc} = \rho \text{ asum} * A_g \quad (\text{Ec. 50})$$

$$A_s \text{ calc} = 1\% * 1750.00$$

$$A_s \text{ calc} = 17.50\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ calc} = 12\emptyset 14\text{mm}$$

$$A_s \text{ calc} = 12 * \frac{\pi * \left(\frac{14}{10}\right)^2}{4}$$

$$A_s \text{ calc} = 18.47\text{cm}^2$$

$$\rho \text{ calc} = \frac{A_s \text{ calc}}{A_g} * 100\% \quad (\text{Ec. 51})$$

$$\rho \text{ calc} = \frac{18.47}{1750.00} * 100\%$$

$$\rho \text{ calc} = 1.06\%$$

Se realiza el chequeo de capacidad de las columnas a flexo-compresión a través del uso de diagramas de interacción presentados por el ACI 318-08, cuyos resultados son expresados en la Tabla 99.

Tabla 99. Chequeo a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura de hormigón armado

Variable	Columna 35x50
d1 (cm)	4.20
Pu (T)	92.12
Mux (Tm)	-4.43
Muy (Tm)	-2.63
ex (cm)	2.85
ey (cm)	4.81
e/h	0.10
Y	0.83
Rn	0,03

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“d1” es la distancia de la fibra extrema de compresión hacia el acero de refuerzo.

“Pu” es la carga axial máxima por envolvente crítica.

“Mux” es el momento ultimo máximo en el eje x por envolvente crítica.

“Muy” es el momento ultimo máximo en el eje y por envolvente crítica.

“ex” es la excentricidad en el eje x.

“ey” es la excentricidad en el eje y.

“Y y Rn” son coeficientes de cálculo para el diagrama de interacción en el eje x.

$$d1 = r + \frac{\emptyset_{long}}{2} \quad (\text{Ec. 52})$$

$$d1 = 3.50\text{cm} + \frac{14.00}{2 * 10}$$

$$d1 = 4.20\text{cm}$$

$$ex = \frac{Muy}{Pu} \quad (\text{Ec. 53})$$

$$ex = \frac{-2.63 * 100}{92.12}$$

$$ex = -2.85 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad (\text{Ec. 54})$$

$$e_y = \frac{-4.43 * 100}{92.10}$$

$$e_y = 4.91 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{\max(\text{abs}(e_x; e_y))}{h} \quad (\text{Ec. 55})$$

$$\frac{e}{h} = \frac{\max(\text{abs}(-2.85; -4.91))}{50.00}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{4.91}{50.00} = 0.10$$

$$\gamma = \frac{h - 2 * d_1}{h} \quad (\text{Ec. 56})$$

$$\gamma = \frac{50.00 - 2 * 4.20}{50.00} = 0.83$$

$$R_n = \frac{P_u * e}{\theta * f'_c * A_g * h} \quad (\text{Ec. 57})$$

$$R_n = \frac{92.12 * 1000 * 4.91}{0.65 * 240 * 1750.00 * 50}$$

$$R_n = 0.032$$

Interpolamos los diagramas para calcular el valor de K_n (coeficientes de cálculo para el diagrama de interacción en el eje y), realizamos la interpolación entre R4-60.8 y R4-60.9, estos diagramas se muestran en la Figura 103 y Figura 104 respectivamente.

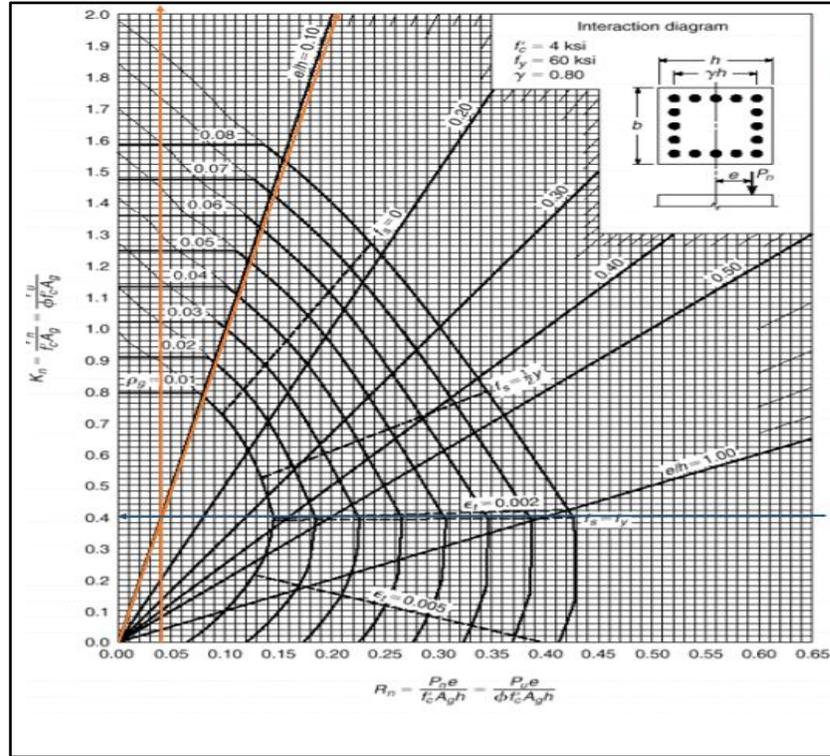


Figura 103. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.42$.
 Fuente: American Concrete Institute, (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

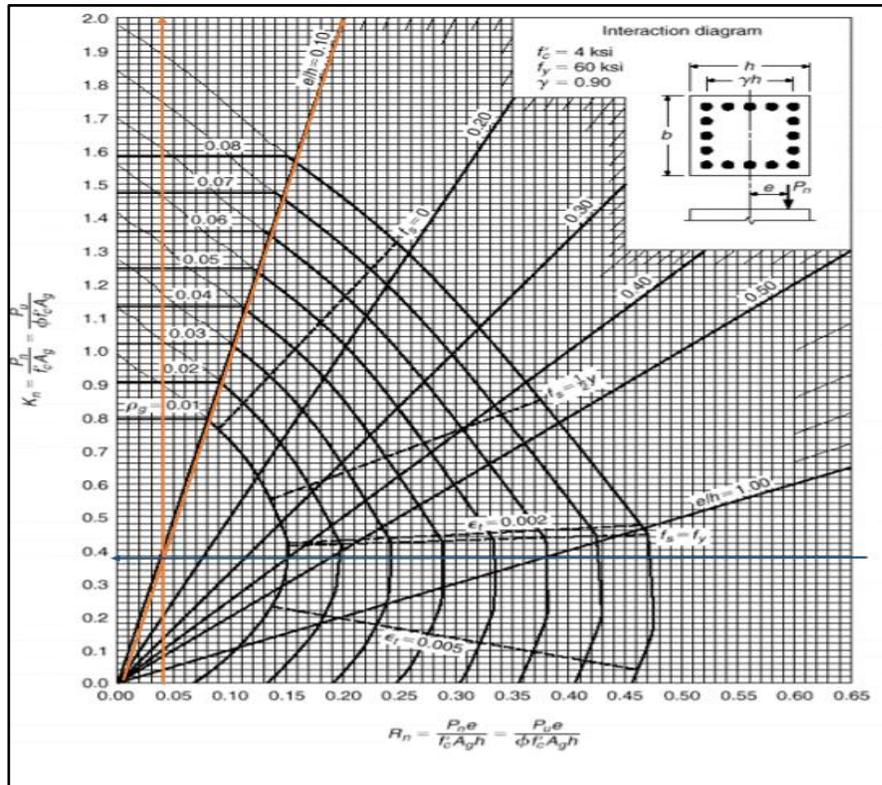


Figura 104. Diagrama de interacción para columnas R4-60.9 $K_n=0.39$.
 Fuente: American Concrete Institute, (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

A continuación se presentan los ejemplos de cálculo para la obtención del coeficiente K_n , así como las verificaciones a carga axial y a flexión de la columna.

$$K_n = \text{Abs} \left(\frac{K_n(R4 - 60.8) - (K_n(R4 - 60.8) - K_n(R4 - 60.9))}{(\gamma(R4.60.8) - \gamma(R4.60.9)) * (\gamma(R4.60.8) - \gamma)} \right) \quad (\text{Ec. 58})$$

$$K_n = \text{Abs} \left(\frac{0.42 - (0.42 - 0.39)}{(0.80 - 0.90) * (0.80 - 0.83)} \right)$$

$$K_n = 0.410$$

$$K_n = \frac{P_n * e}{f'_c * A_g * h} \quad (\text{Ec. 59})$$

$$0.410 = \frac{P_n * 4.91}{240 * 1750.00 * 50}$$

$$\phi P_n = 112.04 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$112.04 \geq 92.12 \rightarrow \text{Cumple capacidad axial}$$

$$\phi M_n = \phi P_n * e \quad (\text{Ec. 60})$$

$$\phi M_n = 112.04 * 4.91 * 0.01$$

$$\phi M_n = 5.39 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$5.39 \geq 4.43 \rightarrow \text{Cumple capacidad a flexion}$$

$$\text{eficiencia de la columna} = \frac{4.43 \text{ Ton} * \text{m}}{5.39 \text{ Ton} * \text{m}} * 100\% = 80\%$$

5.1.3.2. Diseño a corte en columnas

En el presente apartado se indica el ejemplo de cálculo de acero de refuerzo a corte para las columnas del pórtico 2 correspondiente al subsuelo, ver Figura 105. Los demás cálculos se podrán ver en los anexos respectivos.

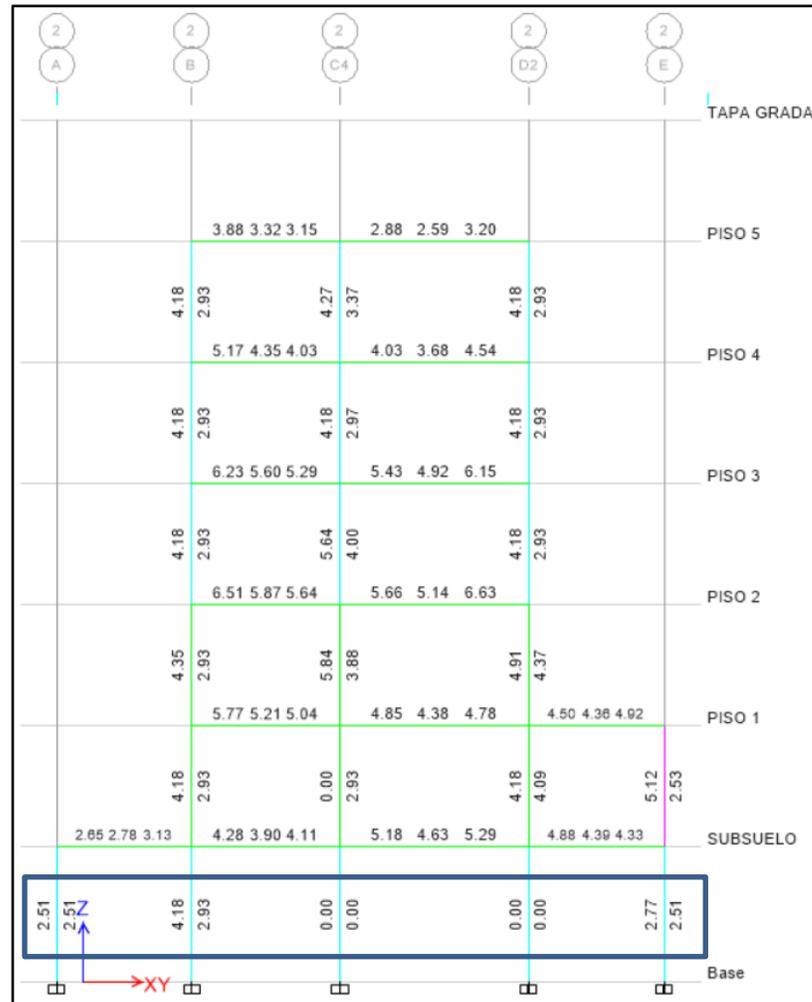


Figura 105. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico 2. Estructura de hormigón armado.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

En la figura 105 se observa las cantidades de acero de refuerzo a corte a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

La Tabla 100 muestra los resultados obtenidos correspondientes a la separación de estribos en las columnas, así como datos de la geometría de la columna.

Tabla 100. Separación de estribos en columnas. Estructura de hormigón armado

Variable	Columna 35x50
ln(cm)	300.00
lo(cm)	50.00
hx(cm)	43.00
by(cm)	28.00
so1(cm)	8.40
so2(cm)	8.40

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“ln” es la luz libre de la columna.

“lo” es la luz de confinamiento en la columna.

“hx” es la altura de confinamiento de la columna.

“by” es la base de confinamiento de la columna.

“so1” es la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento.

“so2” es la separación de estribos dentro de la zona de confinamiento.

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/6 * ln \\ \max(b; h) \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/6 * 300.00 \\ \max(35.00; 50.00) \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 50.00cm \\ 50.00cm \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo = 50.00 \text{ cm}$$

$$h_x = h - 2 * r \quad (\text{Ec. 61})$$

$$h_x = 50.00 - 2 * 3.50$$

$$h_x = 43.00 \text{ cm}$$

$$b_y = b - 2 * r \quad (\text{Ec. 62})$$

$$b_y = 35.00 - 2 * 3.50$$

$$b_y = 28.00 \text{ cm}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \emptyset \text{ longitudinal} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \frac{14}{10} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8.40\text{cm} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} = 8.40 \text{ cm}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \emptyset \text{ longitudinal} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \frac{14}{10} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8.40\text{cm} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} = 8.40 \text{ cm}$$

Obtenidos los resultados de la separación de estribos en columnas, la Tabla 101 muestra la obtención del acero de refuerzo a corte, indicando de igual manera el número de ramales requeridos en el diseño.

Tabla 101. Diseño por cortante de columna. Estructura de hormigón armado

Variable	Columna 35x50
Ag(cm2)	1750.00
Ach(cm2)	1204.00
Ash (cm2)	2.81
Estribo	
#Ramales	3.00
#Varillas	1.00
∅ (mm)	12.00
Av/s E(cm2)	3.39
Bincha	
#Varillas	1.00
∅ (mm)	10.00
Av/s B(cm2/m)	0.79
Av/s B+E(cm2/m)	3.14
Av B+E(cm2)	26.39

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Ag” es el área bruta de hormigón.

“Ach” es el área interior confinada.

“Ash” es el área total del refuerzo transversal.

“Av/s” es el acero de refuerzo a cortante.

A continuación se presentan los ejemplos de cálculo para la obtención de la armadura a corte de la columna en análisis.

$$Ag = b * h$$

$$Ag = 35,00 * 50,00$$

$$Ag = 1750,00 \text{ cm}^2$$

$$Ach = by * hx$$

$$Ach = 28,00 * 43,00$$

$$Ach = 1204,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ash} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,30 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \end{array} \right\}$$

$$\text{Ash} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30 * \frac{8,40 * 43,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1750,00}{1204,00} - 1,00 \right) \\ 0,30 * \frac{8,40 * 28,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1750,00}{1204,00} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{8,40 * 43,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1750,00}{1204,00} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{8,40 * 28,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1750,00}{1204,00} - 1,00 \right) \end{array} \right\}$$

$$\text{Ash} \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,81 \\ 1,82 \\ 0,84 \\ 0,55 \end{array} \right\}$$

$$\text{Ash} = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} E = \# \text{Ramales} * \# \text{Varillas} * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} E = 3,00 * 1,00 * \frac{\pi * 1,2^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} E = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} B = \# \text{Varillas} * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} B = 1,00 * \frac{\pi * 1,00^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} B = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B = 3,39 \text{ cm}^2 + 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B \geq A_{sh}$$

$4,18 > 2,81 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Cumple el acero de refuerzo a corte colocado

La Figura 106 muestra el diagrama de interacción de la columna de 35 x 50 cm, permitiendo observar que las verificaciones de carga axial última y momento último se encuentran dentro del diagrama de flexo – compresión.

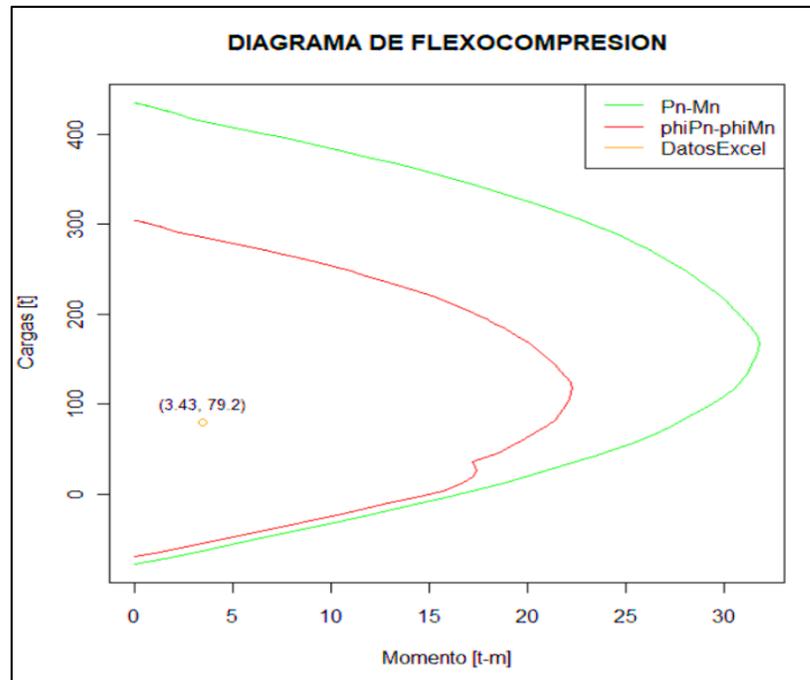


Figura 106. Diagrama de interacción columna de 35 x 50 cm. Estructura de hormigón armado.
Fuente: R-Project, autores.

5.1.4. Diseño de cimentación

Para el presente proyecto se plantea el diseño de vigas de cimentación en las dos direcciones de sección T invertida, sección L y sección rectangular. La ventaja que presentan las vigas de cimentación es la rigidez que aporta a la estructura así como el aporte en la capacidad de la carga admisible. Con la utilización de vigas de cimentación ya no es necesario el diseño de las cadenas de amarre. En la Figura 107 se muestra una vista 3D de la cimentación propuesta para la edificación de estructura de hormigón armado.

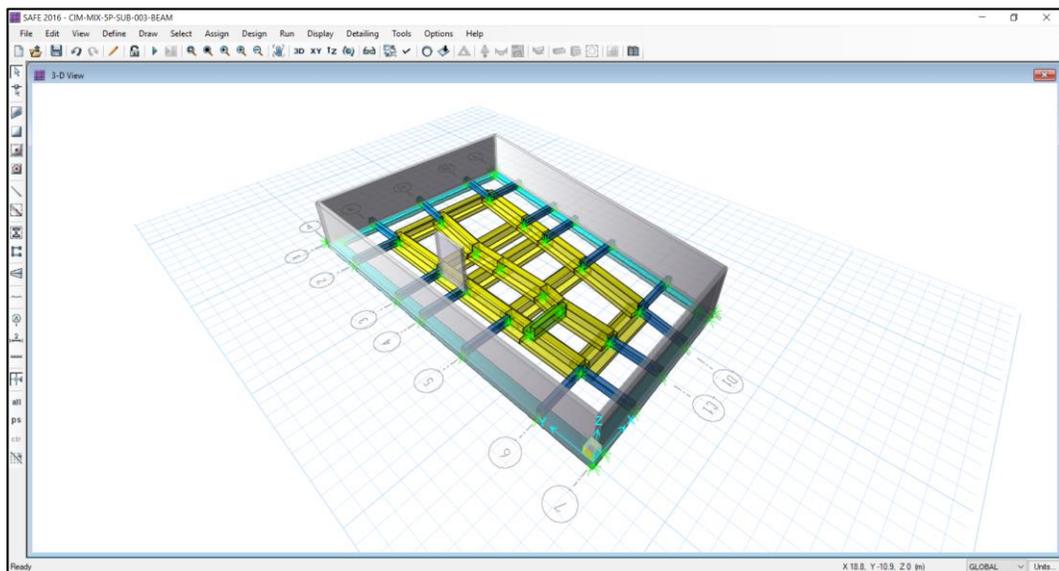


Figura 107. Cimentación de la estructura de hormigón armado.

Fuente: SAFE v.16

En el presente apartado se mostrará un ejemplo de cálculo para el diseño de la armadura tanto por flexión como por corte de una viga de cimentación de sección T correspondiente al eje 5, ver Figura 108. En los anexos del presente trabajo se mostrarán las vigas restantes.

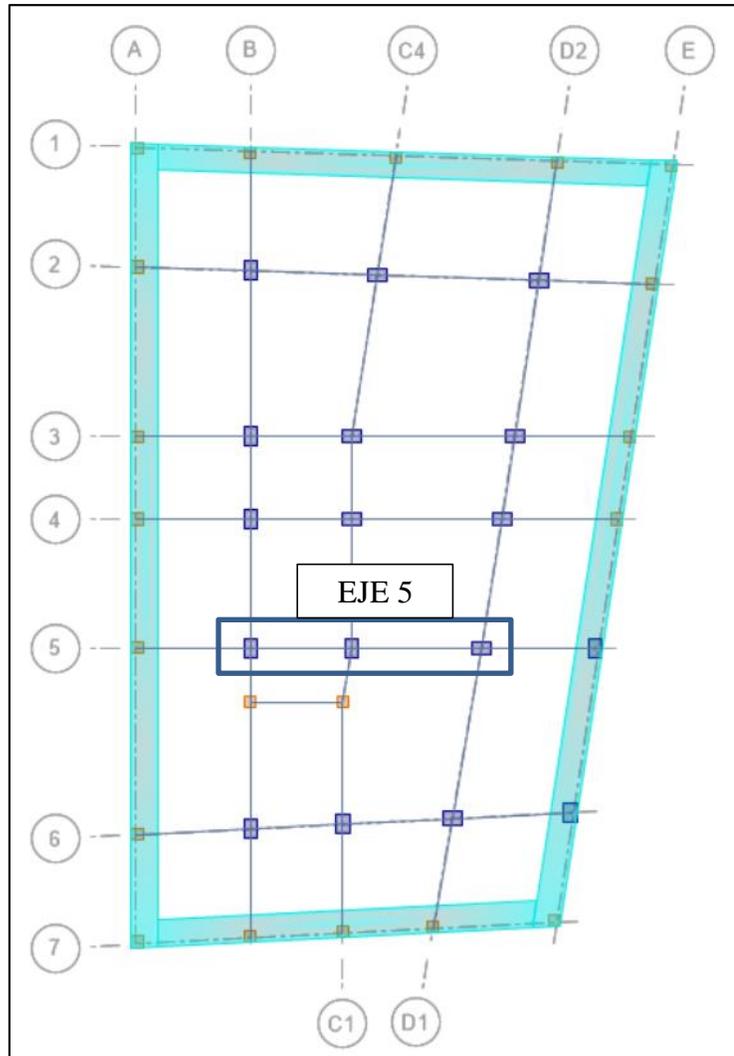


Figura 108. Viga de cimentación de sección T invertida, eje 5. Estructura de hormigón armado.
Fuente: SAFE v.16

Previo al diseño del acero de refuerzo, la viga de cimentación debe ser sometida a la verificación a corte directo, esta verificación se la realiza únicamente en zapatas corridas y vigas de cimentación. La Tabla 102 detalla los resultados obtenidos por el esfuerzo de corte por solicitud y el esfuerzo de corte por capacidad, mismos que serán comprobados.

Tabla 102. Verificación a corte directo para viga de cimentación, eje 5. Estructura de hormigón armado

Verificación de corte directo en zapatas combinadas		
Solicitud		
Vu/m	30.23 t/m	Esfuerzo de corte por solicitud
Capacidad de corte		
b	50.00 cm	Base de la viga de cimentación
d	75.00 cm	Peralte efectivo de la viga de cimentación
Vc	30.8 t	Esfuerzo por capacidad de la viga de cimentación

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De los resultados mostrados, los ejemplos de cálculo se presentan a continuación. El corte por capacidad [Vc] es determinado a partir de la siguiente expresión.

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{240} * 50 * 75$$

$$V_c = 30.80 \text{ t/m}$$

Por tanto, se debe tener en cuenta que la relación entre solicitud versus capacidad debe ser inferior a uno.

$$\# s/c = 30.23/30.80 = 0.99 < 1.00 \rightarrow \therefore \text{cumple}$$

5.1.4.1. Diseño a flexión de vigas de cimentación

A continuación se presenta el proceso de cálculo de acero de refuerzo a flexión del eje 5, presentando los siguientes momentos flectores obtenidos a través de una envolvente de diseño, así como el acero de refuerzo a flexión.



Mu	M(-)= 15.13			M(-)= 26.15		
T-m	M(+)= 17.40	M(+)= 47.11	M(+)= 47.11	M(+)= 47.11	M(+)= 3.58	M(+)= 3.58
As calculado	6.47 cm ²	5.96 cm ²	17.67 cm ²	17.67 cm ²	9.90 cm ²	1.49 cm ²
As mínimo	6.75 cm ²	17.55 cm ²	6.75 cm ²	6.75 cm ²	17.55 cm ²	6.75 cm ²
As a colocar cm ²	As(+)= 6.75	As(-)= 17.55	As(+)= 17.67	As(+)= 17.67	As(-)= 17.55	As(+)= 6.75

Donde el acero calculado y el acero mínimo presentados son determinados de la siguiente manera.

$$As \text{ calculado} = \left(0.849 - \sqrt{0.719 - \frac{Mu \cdot 10^5}{0.59 \cdot \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c}} \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 63})$$

$$As \text{ calculado} = \left(0.849 - \sqrt{0.719 - \frac{17.40 \cdot 10^5}{0.59 \cdot 0.9 \cdot 50 \cdot 75^2 \cdot 240}} \right) \cdot \frac{240}{4200} \cdot 50 \cdot 75$$

$$As \text{ calculado} = 6.47 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mínimo} = 0.0018 \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 64})$$

$$As \text{ mínimo} = 0.0018 \cdot 50 \cdot 75$$

As mínimo = 6.75 cm² El As a colocar será el mayor valor entre As calculado y As mínimo.

Obtenido el acero de refuerzo a colocar [As a colocar], se procede a determinar la cantidad de varillas con las que se debe armar, cumpliendo los requerimientos del cálculo, estos resultados se indican en la Tabla 103.

Tabla 103. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura de hormigón armado

Ingresar en valor absoluto momentos de envolvente de diseño - Mu [kg-cm]						
	Apoyo 1 (der)	Tramo (1-2)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Tramo (2-3)	Apoyo 3 (izq)
As mínimo (cm2)	6.75	17.55	6.75	6.75	17.55	6.75
ø a colocar (mm)	16	25	16	16	25	16
# de varillas	4	4	4	4	4	4
As colocado (cm2)	8.04	19.64	8.04	8.04	19.64	8.04
As refuerzo (cm2)	-	-	9.63	9.63	-	-
ø a colocar (mm)	-	-	25	25	-	-
# de varillas	-	-	2	2	-	-
As colocado (cm2)	0	0	9.82	9.82	0	0

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Adicionalmente de acuerdo a normativa ACI 318-14, para vigas de gran peralte es recomendable colocar refuerzo de piel, misma que es determinada a partir de la siguiente expresión.

$$\text{Si } d > 60\text{cm} \rightarrow \text{As mínimo} = 0.1 * \text{As calculado}$$

Los resultados del acero de refuerzo de piel mínimo así como la distancia del eje neutro se presentan en la Tabla 104.

Tabla 104. Armadura de piel para viga de cimentación de sección T invertida eje 5. Estructura de hormigón armado

Armadura de piel para vigas de gran peralte		
As piel	2.77	cm ²
∅ a colocar	14	mm
# de varillas	2	u
As colocado	3.08	cm ²
Eje neutro		
a	10.11	cm
c calculado	11.89	cm
c asumido	12.00	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla el ejemplo de cálculo del acero de refuerzo de piel.

$$\text{As} = 0.1 * \text{As calculado}$$

$$\text{As} = 0.1 * (19.64 + 8.04)$$

$$\text{As} = 2.77 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

La Figura 109 indica un esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte, así como las separaciones mínimas.

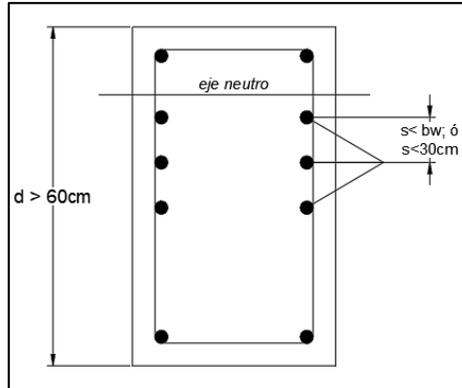


Figura 109. Esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte.
Fuente: American Concrete Institute, (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.

5.1.4.2. **Diseño a corte de vigas de cimentación**

Para el diseño a corte de la viga de cimentación el primer paso es obtener la separación que van a tener los estribos, los mismos que se determinan a partir de las siguientes condiciones, escogiendo el valor mínimo de ellas.

$$s = \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 8 * \varnothing \text{ longitudinal} \\ 24 * \varnothing \text{ estribo} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Determinado el espaciamiento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo a corte a partir de la siguiente expresión.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\varnothing} - V_c \quad (\text{Ec. 65})$$

Donde:

“ A_v ” es el acero de refuerzo a cortante.

“ s ” es el espaciamiento máximo de refuerzo a corte.

“ V_u ” es la sollicitación externa a corte.

“ ϕ ” es el factor de reducción por corte.

“ V_c ” es la capacidad a corte de la sección.

“ f_y ” es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

“ d ” es el peralte efectivo de la sección.

Para el ejemplo de cálculo se diseñará el acero de refuerzo a corte para la viga de cimentación correspondiente al eje 5; siguiendo el procedimiento detallado anteriormente donde se obtuvo un espaciamiento máximo del acero de refuerzo de 18.75 cm. Los resultados se indican en la Tabla 105.

Tabla 105. Espaciamiento máximo del acero a corte. Estructura de hormigón armado

Espaciamiento del acero de refuerzo a corte		
V_u	30.23	t
ϕ estribo	10	mm
ϕ longitudinal	25	mm
S máx	18.75	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$s = \left\{ \begin{array}{l} 75/4 = 18.75 \text{ cm} \\ 8 * 2.50 = 20.00 \text{ cm} \\ 24 * 1.00 = 24 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Obtenido el espaciamiento se procede a determinar el acero de refuerzo a corte así como los ramales necesarios que este necesite, ver Tabla 106.

Tabla 106. Acero de refuerzo a cortante. Estructura de hormigón armado

Acero de refuerzo a corte			
Solicitud:	Vu	30.23	t
Cálculo:	Av	2.40	kg/cm2
	# Ramales	4	s.u.
	Av'	0.60	cm2
	ø a colocar	10	mm
	# de varillas	1	u
	As colocado	0.79	cm2

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se indica el ejemplo de cálculo para la determinación del acero de refuerzo.

$$A_v = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y * d} * s$$

$$A_v = \frac{\frac{30.23 * 1000}{0.75} - (0.53 * \sqrt{240})}{4200 * 75} * 18.75$$

$$A_v = 2.40 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que se tendrán cuatro ramales, el acero de refuerzo a corte será.

$$A_{v'} = \frac{2.40}{4} \text{ cm}^2$$

$$A_{v'} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tendrá que colocar un estribo y dos vinchas con varilla de 10 mm.

5.1.4.3. Armado por temperatura de vigas de cimentación

De acuerdo a normativa es necesario colocar un armado por temperatura a las cimentaciones, este refuerzo se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0025 * B * t \quad (\text{Ec. 66})$$

Donde:

“ $A_{s_{\text{temperatura}}}$ ” es el acero de refuerzo a temperatura.

“ B ” es el ancho unitario.

“ t ” es el peralte correspondiente a la zapata.

La Tabla 107 detalla los resultados del cálculo para la obtención del acero de refuerzo por temperatura.

Tabla 107. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado

Armadura a temperatura	
B	100 cm
t	30 cm
As	7.5 cm ²

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla el ejemplo de cálculo para la obtención del acero de temperatura.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0025 * 100 * 30$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

La distribución del acero de refuerzo será de la siguiente manera: 2/3 del acero de temperatura será colocada en la cara superior y el 1/3 en la cara inferior, ver Tabla 108.

Tabla 108. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado

Acero a temperatura por cara		
Cara superior		
As (cara superior)	5	cm ²
∅ a colocar	14	mm
# de varillas	4	u
As colocado	6.16	cm ²
S calculado	25	cm
S asumido	25	cm
Cara inferior		
As (cara inferior)	2.5	cm ²
∅ a colocar	12	mm
# de varillas	3	u
As colocado	3.39	cm ²
S calculado	33.33	cm
S asumido	30	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para la cara superior de la viga de cimentación se obtiene que debe ser colocado 5 cm² de acero de refuerzo por temperatura, por tanto con varillas de 14 mm cada 25 cm llegan a cubrirse el área requerida; en tanto que para la cara inferior se necesita colocar 2.5 cm² de acero de refuerzo a temperatura, colocando varillas de 12 cada 30 cm se cubre el área requerida, ver Figura 110.

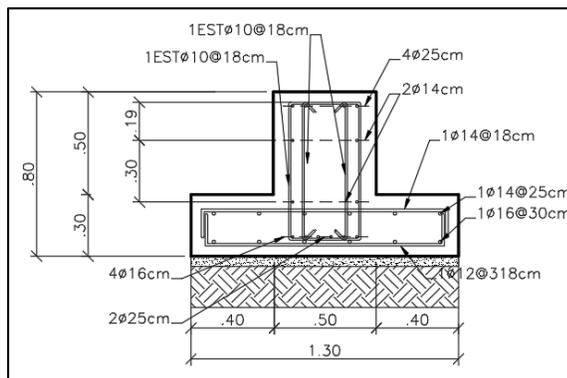


Figura 110. Esquema de armado por temperatura. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

5.1.5. Diseño de estructura completa

En el presente apartado, se indicarán mediante vistas en planta y elevación las secciones de los elementos estructurales que cumplen un diseño sismorresistente para la estructura de hormigón armado.

Las Figuras correspondientes a las vistas en planta presentan la siguiente distribución:

- Planta N +0.00 de Subsuelo → ver Figura 111.
- Planta N +2.70 de Primer Piso → ver Figura 112.
- Planta N +5.40 de Segundo Piso → ver Figura 113.
- Planta N +8.10 de Tercer Piso → ver Figura 114.
- Planta N +10.80 de Cuarto Piso → ver Figura 115.
- Planta N +13.50 de Quinto Piso → ver Figura 116.
- Planta N +16.20 de Tapa Grada → ver Figura 117.

En tanto que las Figuras correspondientes a las vistas en elevación por cada eje están distribuidas desde la Figura 118 a la Figura 130.

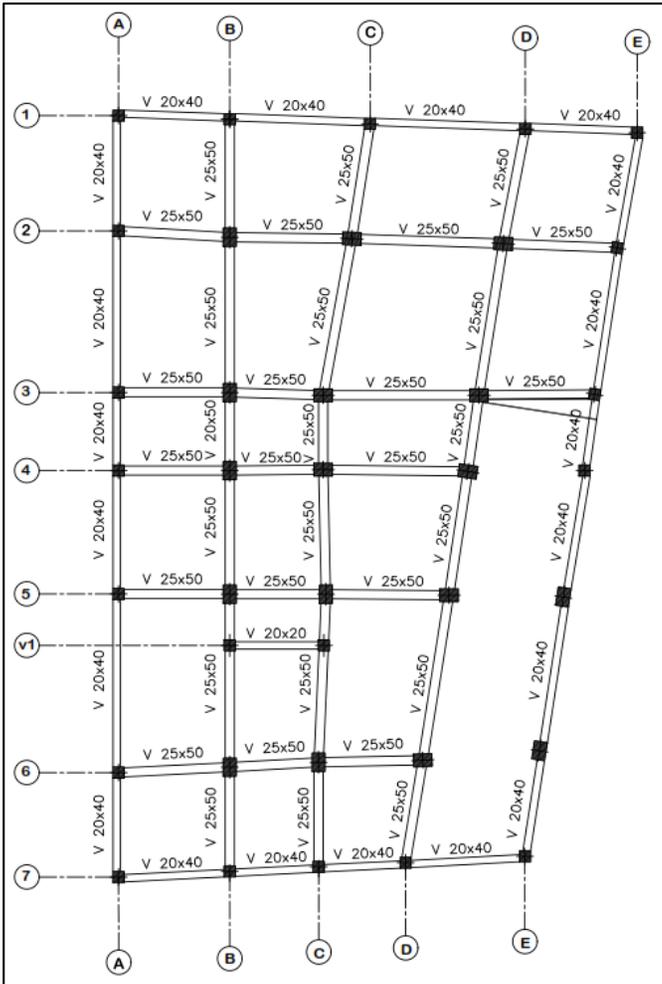


Figura 111. Planta N -0.00, subsuelo. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

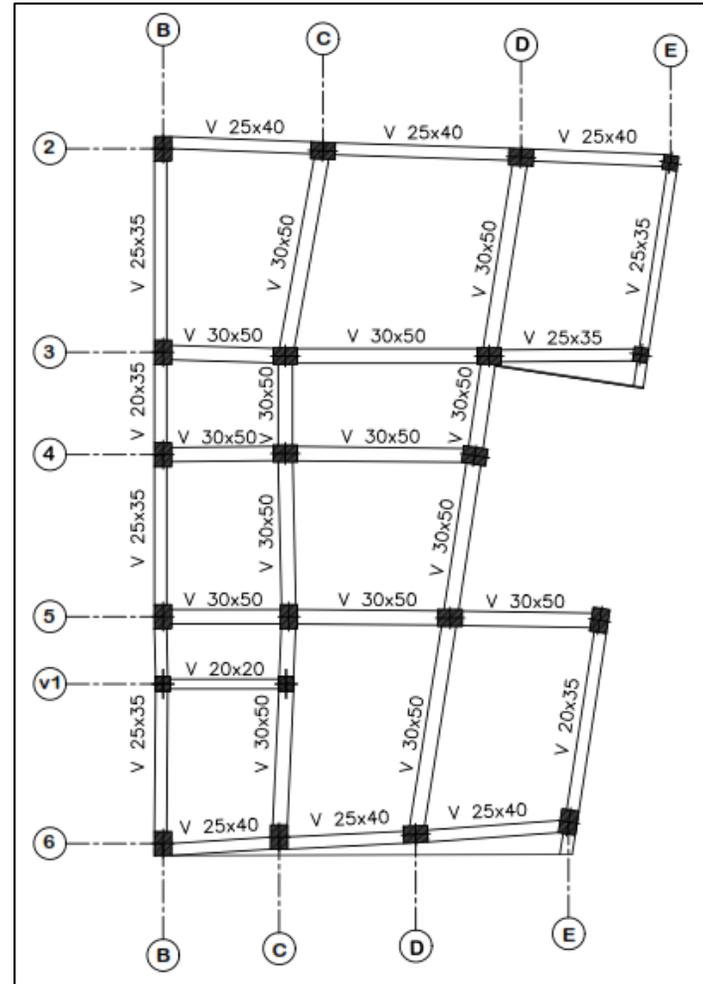


Figura 112. Planta N +2.70, primer piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

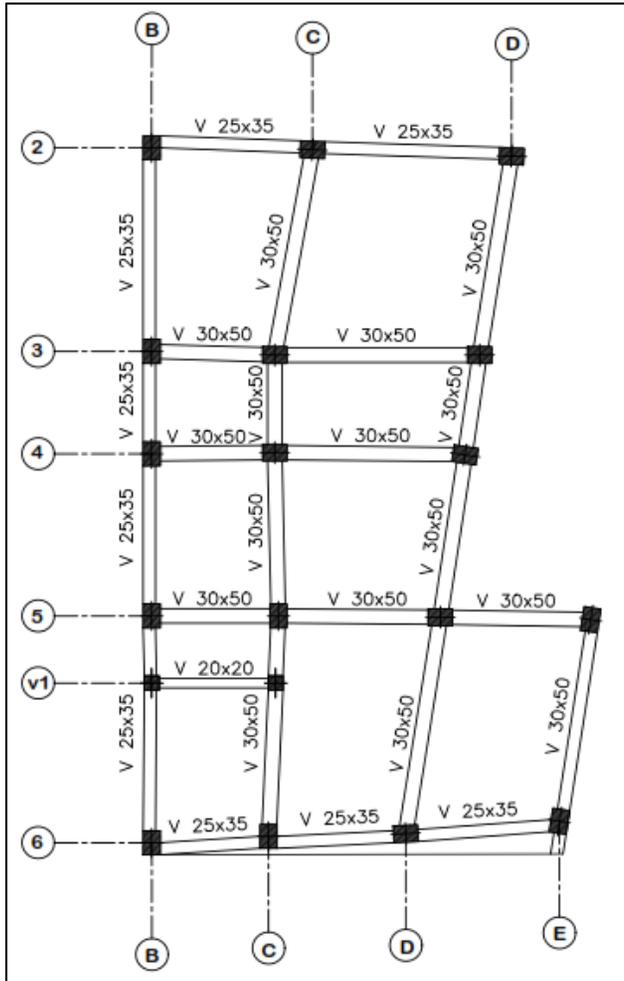


Figura 113. Planta N +5.40, segundo piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

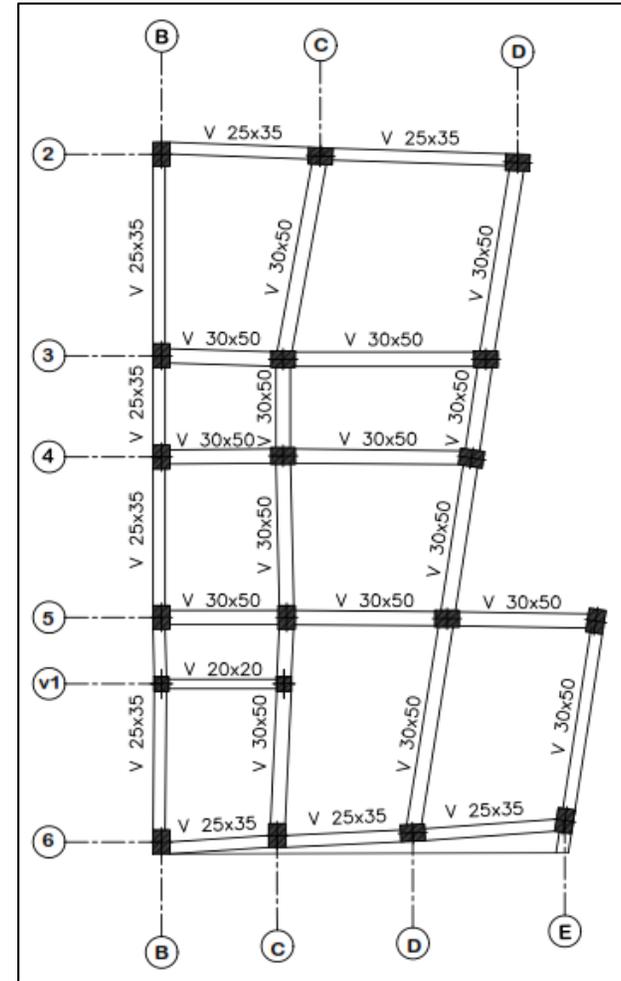


Figura 114. Planta N +8.10, tercer piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

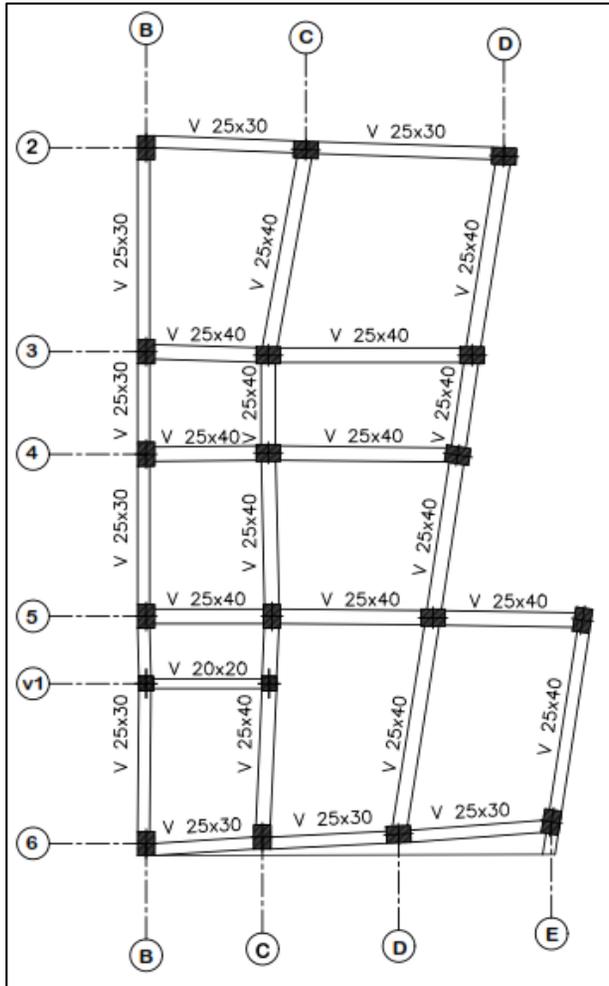


Figura 115. Planta N +10.80, cuarto piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

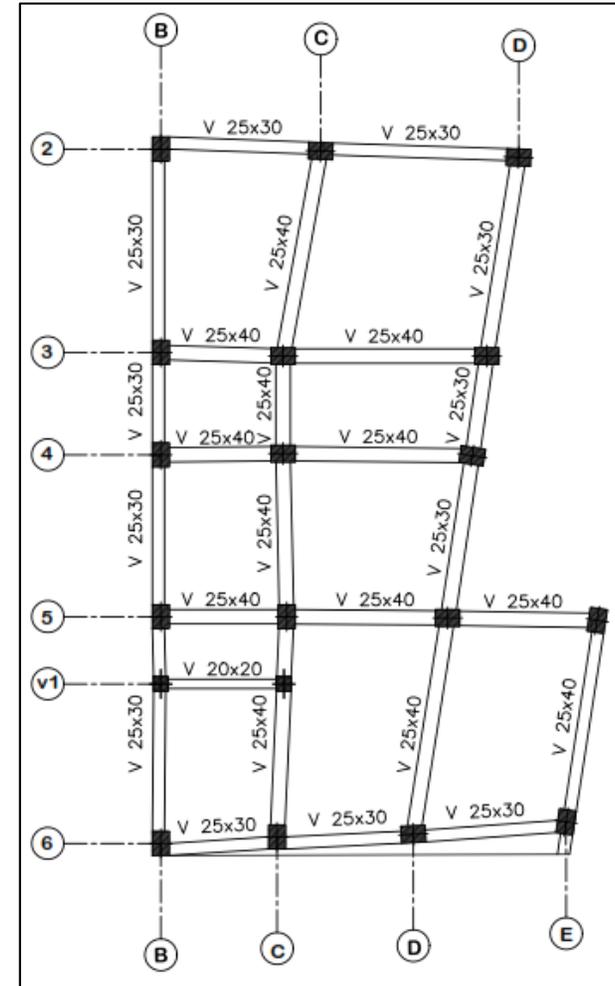


Figura 116. Planta N +13.50, quinto piso. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

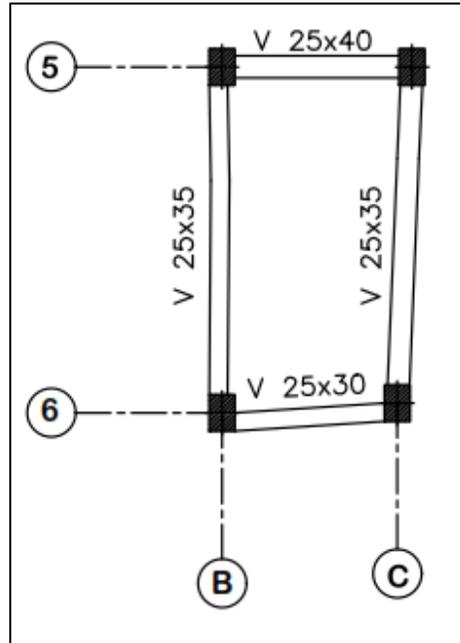


Figura 117. Planta N +16.20, tapa grada. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

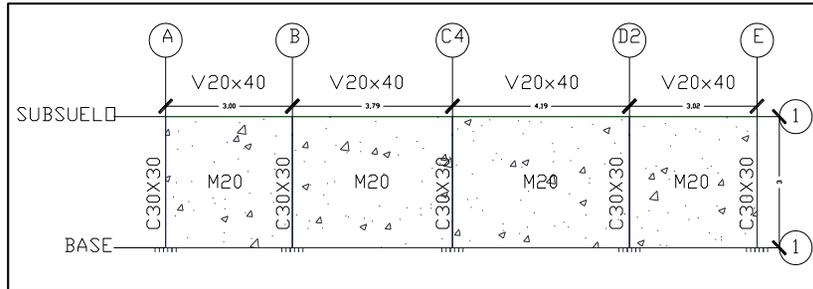


Figura 118. Pórtico 1. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

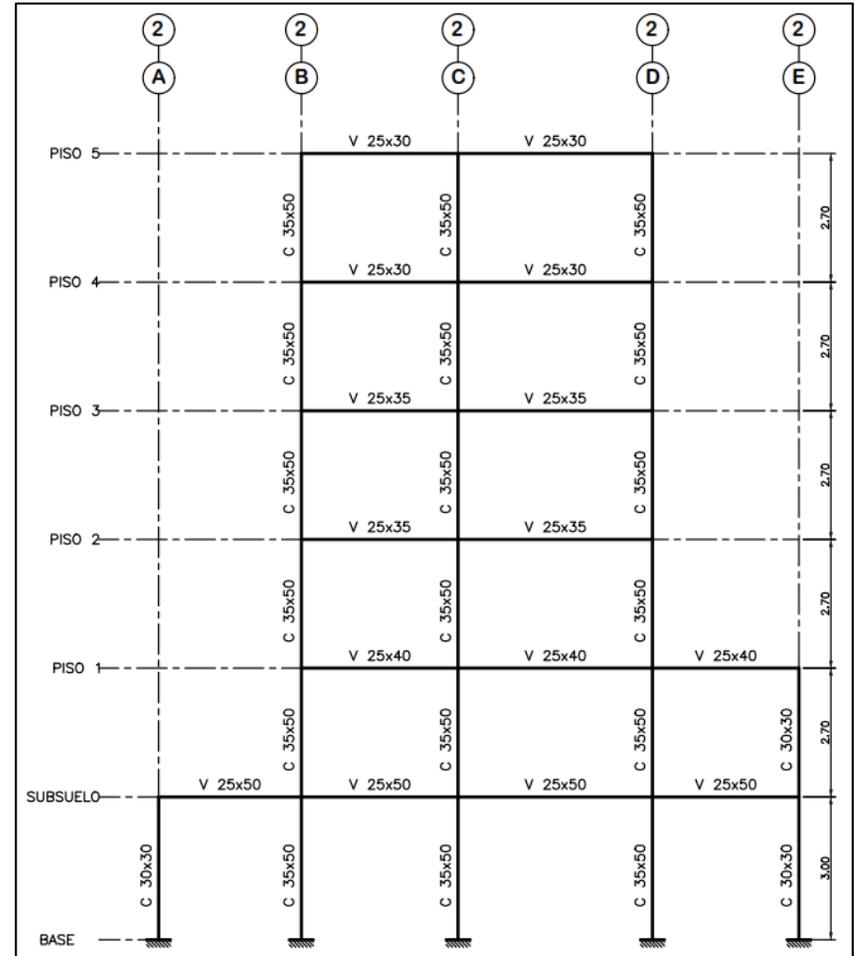


Figura 119. Pórtico 2. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

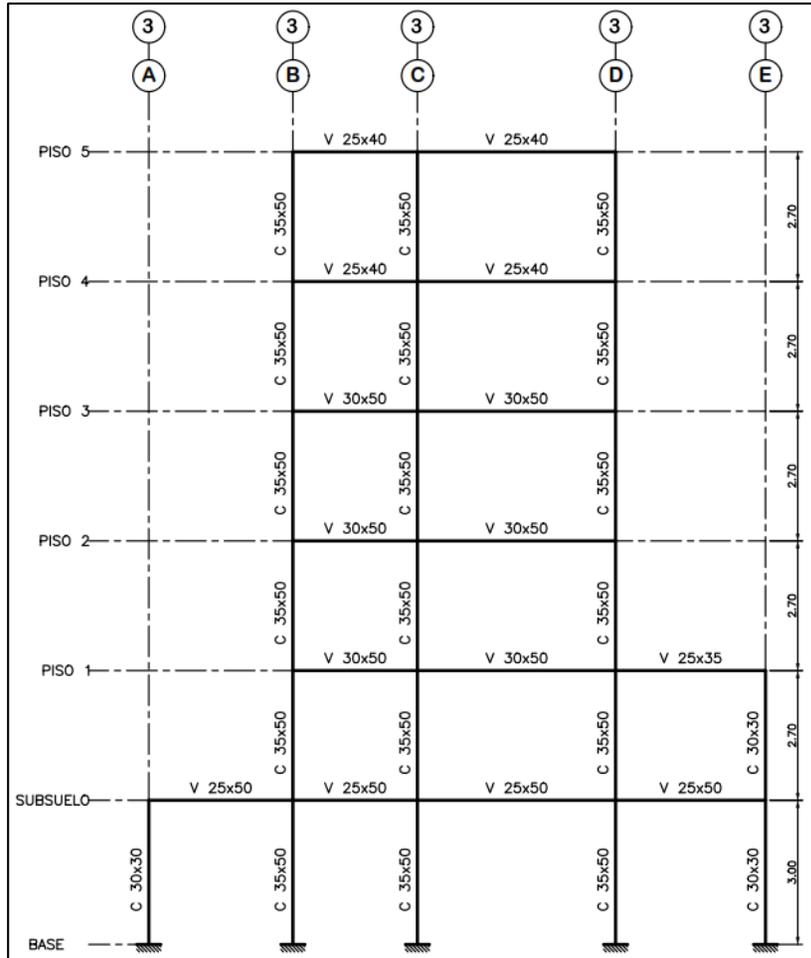


Figura 120. Pórtico 3. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

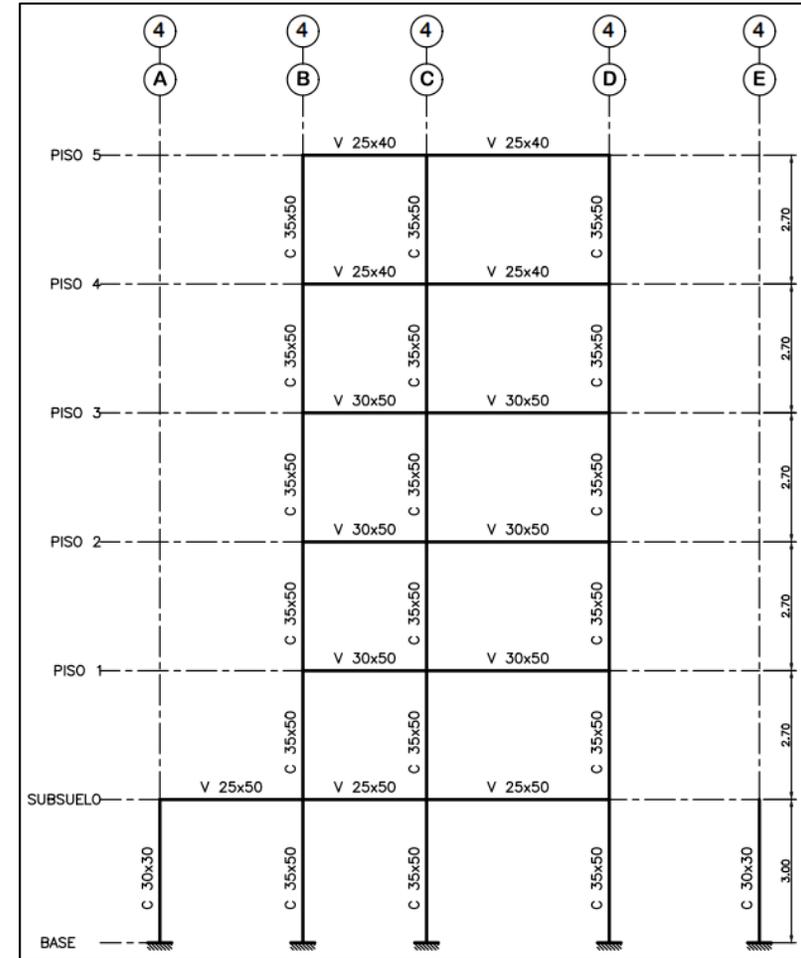


Figura 121. Pórtico 4. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

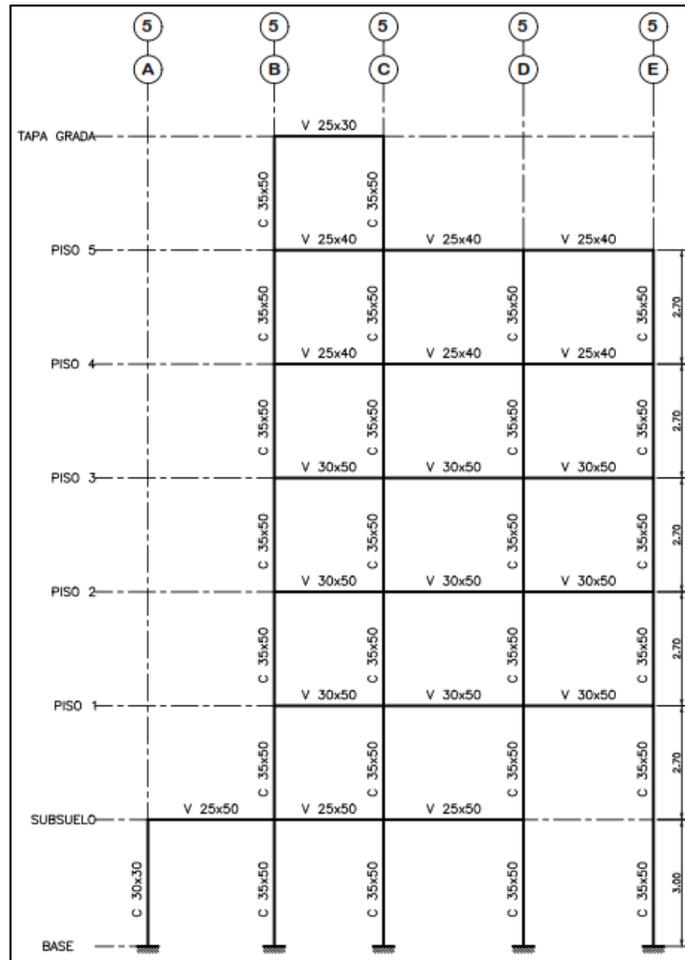


Figura 122. Pórtico 5. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

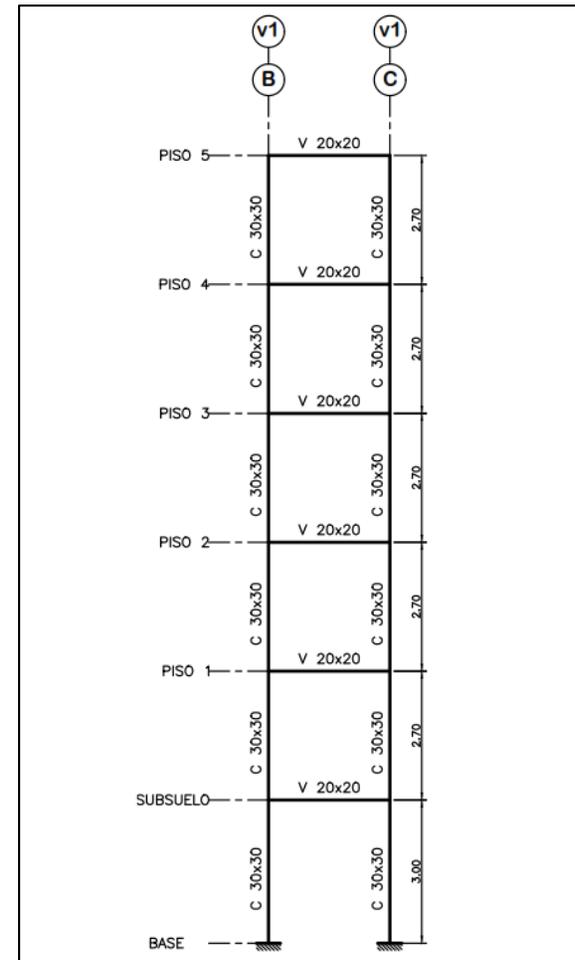


Figura 123. Pórtico V1. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

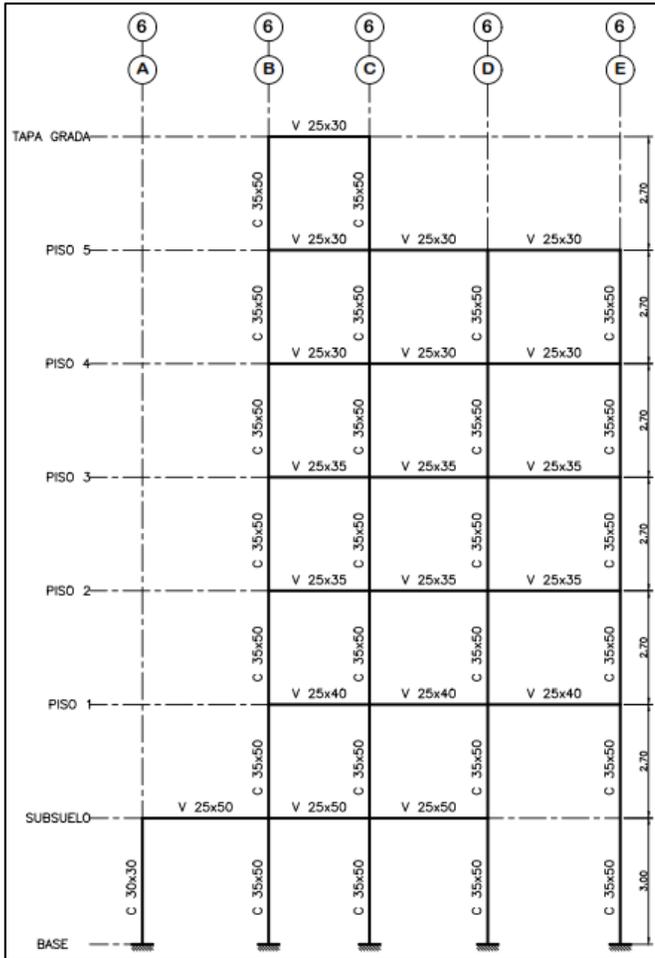


Figura 124. Pórtico 6. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

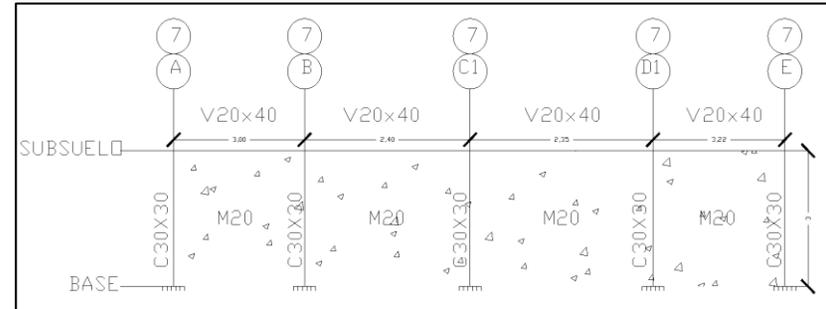


Figura 125. Pórtico 7. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

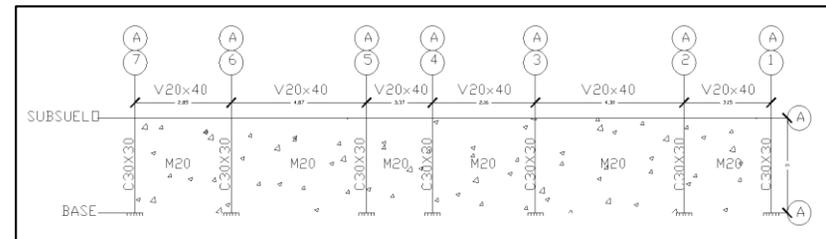


Figura 126. Pórtico A. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

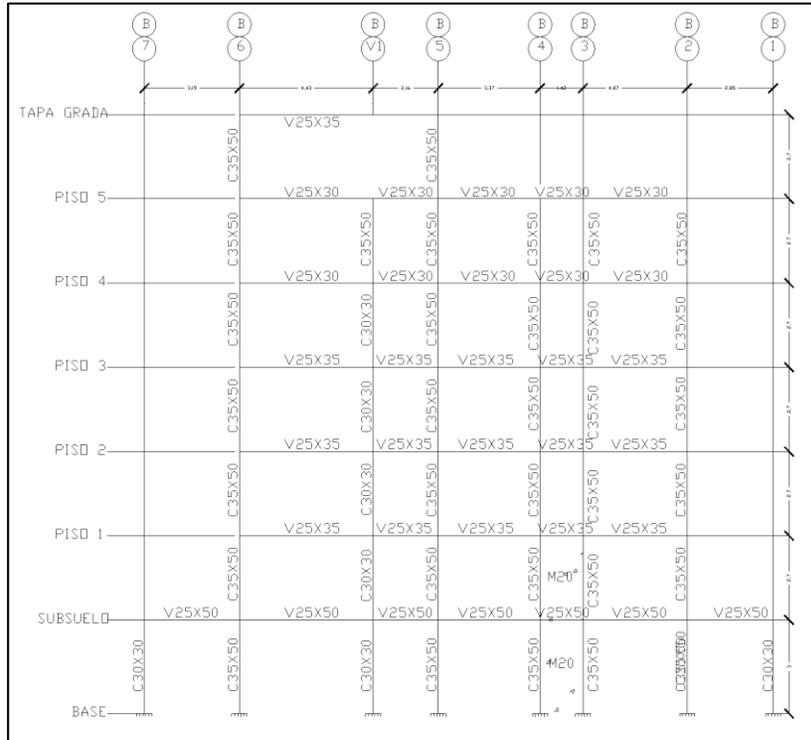


Figura 127. Pórtico B. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

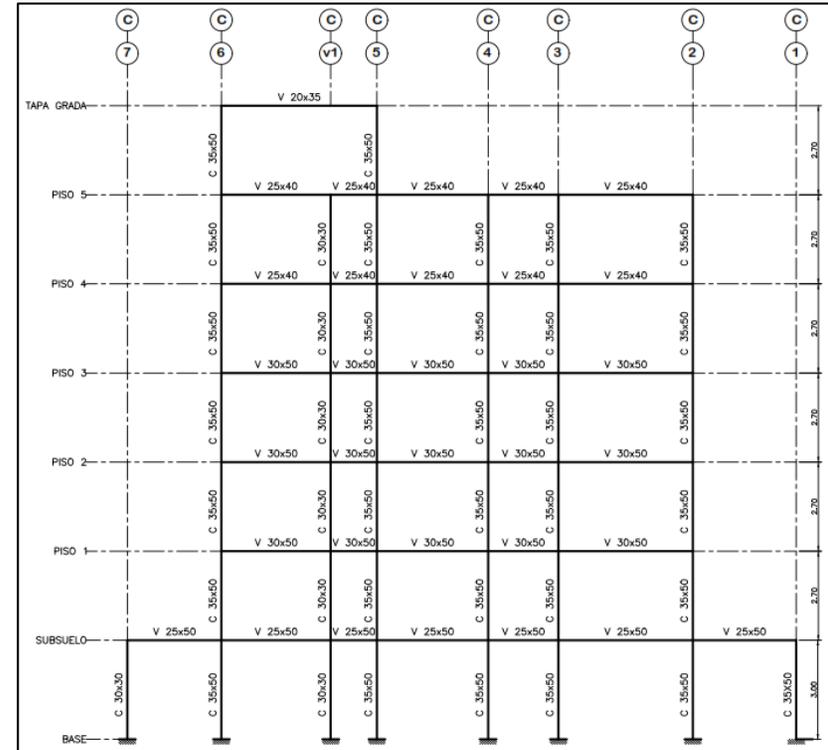


Figura 128. Pórtico C. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

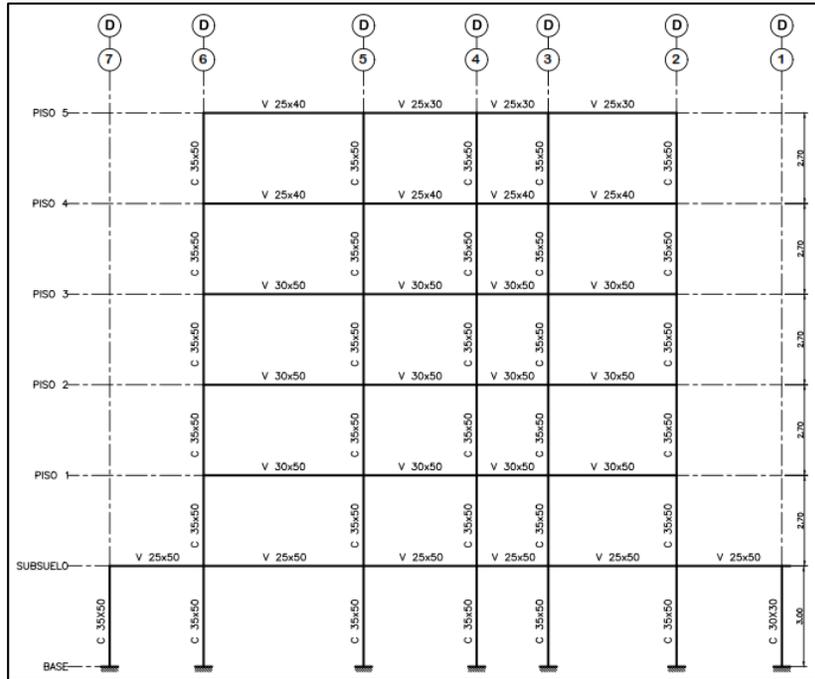


Figura 129. Pórtico D. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

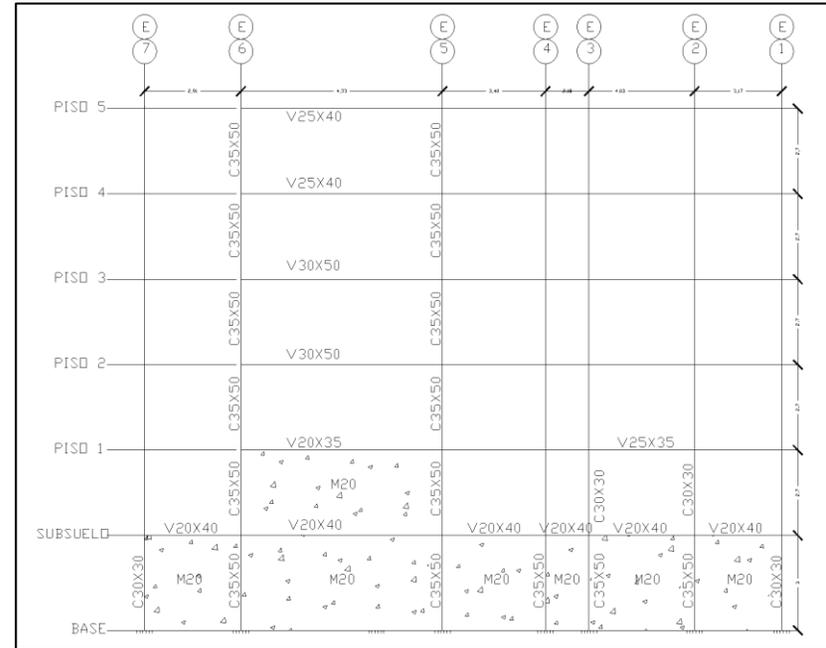


Figura 130. Pórtico E. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.1.6. Tabulación y análisis de resultados obtenidos

5.1.6.1. Diafragmas de piso

El diafragma de piso asignado para la estructura de hormigón armado fue un diafragma rígido, mismo que deberá ser verificado. Esta verificación deberá realizarse a partir de la relación de deformaciones máximas con respecto a las derivas de los elementos de soporte, siendo esta relación menor o igual a dos como se indica en la siguiente expresión propuesta por (American Society of Civil Engineers, 2016):

$$\frac{\delta_{\text{MMD}}}{\Delta_{\text{ADVE}}} \leq 2$$

Donde:

δ_{MMD} : Deformaciones máximas del diafragma de piso.

Δ_{ADVE} : Derivas de los elementos de soporte.

La Tabla 109 y Tabla 110 que se muestra a continuación indican las deformaciones máximas del diafragma de piso [δ_{MMD}], así como las derivas de los elementos de soporte [Δ_{ADVE}] de la edificación en cuestión, tanto para las fuerzas laterales en dirección “x” denominadas “EX”, como para las fuerzas laterales en dirección “y” denominadas “EY” respectivamente.

Tabla 109. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “x”. Estructura de hormigón armado

Piso	Fuerza lateral	Diafragma	Deformación	Deriva	Relación
			δ_{MMD}	Δ_{ADVE}	$\delta_{MMD}/\Delta_{ADVE}$
TAPA GRADA	EX	Diaph D7 X	0.001215	0.001186	1.024
PISO 5	EX	Diaph D6 X	0.001943	0.00168	1.156
PISO 4	EX	Diaph D5 X	0.002657	0.002251	1.18
PISO 3	EX	Diaph D4 X	0.003116	0.002605	1.196
PISO 2	EX	Diaph D3 X	0.003177	0.002717	1.169
PISO 1	EX	Diaph D2 X	0.002192	0.001971	1.112
SUBSUELO	EX	Diaph D1 X	3.10E-05	3.00E-05	1.017

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 110. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “y”. Estructura de hormigón armado

Piso	Fuerza lateral	Diafragma	Deformación	Deriva	Relación
			δ_{MMD}	Δ_{ADVE}	$\delta_{MMD}/\Delta_{ADVE}$
TAPA GRADA	EY	Diaph D7 Y	0.001338	0.001293	1.034
PISO 5	EY	Diaph D6 Y	0.001633	0.001505	1.085
PISO 4	EY	Diaph D5 Y	0.002145	0.001975	1.086
PISO 3	EY	Diaph D4 Y	0.002439	0.002243	1.088
PISO 2	EY	Diaph D3 Y	0.002133	0.001927	1.107
PISO 1	EY	Diaph D2 Y	0.000559	0.000328	1.704
SUBSUELO	EY	Diaph D1 Y	2.10E-05	2.00E-05	1.073

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De acuerdo a lo expresado en ASCE 7-16, basta realizar la verificación de diafragmas de piso en la dirección más larga, pero se ha decidido demostrar en ambas direcciones con el efecto de demostrar que el diafragma utilizado trabaja como placa rígida ya que la relación deformación versus deriva es menor o igual a dos.

5.1.6.2. Losa nervada

Para la estructura de hormigón armado se han obtenido cuatro tipos de losas:

- Losa nervada tipo I: Subsuelo → Tabla 111.
- Losa nervada tipo II: Piso 1 → Tabla 112.
- Losa nervada tipo III: Pisos 2-3-4-5 → Tabla 112.
- Losa nervada tipo IV: Tapa grada → Tabla 113.

La losa tipo I, de subsuelo posee las características que se muestran en la Tabla 111.

Tabla 111. Resultados de losa nervada tipo I: Subsuelo. Estructura de hormigón armado

Losa Tipo I: Subsuelo		
Geometría		
hp	5 cm	Altura de loseta a compresión
hn	15 cm	Altura de alivianamiento
h	20 cm	Altura total de losa nervada
s	40 cm	Ancho de alivianamiento
bn	10 cm	Ancho de nervio
b	50 cm	Ancho de losa a analizar

Diseño por flexión			
Eje X:	M ₍₊₎ =	1 ø 12mm @ nervio	
	M ₍₋₎ =	1 ø 12mm @ nervio	
Eje Y:	M ₍₊₎ =	1 ø 12mm @ nervio	
	M ₍₋₎ =	1 ø 12mm @ nervio	

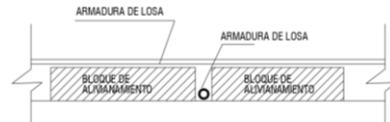
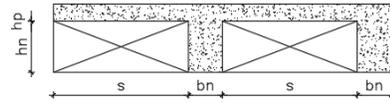
Diseño por corte	Condición de servicio
Macizado mínimo = 20 cm	$\Delta_{total} \leq \Delta_{permitida}$
Eje X: Indicado en el plano	0.21 cm ≤ 1.01 cm
Eje Y: Indicado en el plano	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para las losas tipo II y III, del piso 1-2-3-4-5 poseen las mismas características en su diseño, únicamente se diferencian en la geometría en planta del proyecto arquitectónico de la edificación es por ello que la Tabla 112 contienen los datos de dicho tipo de losa.

Tabla 112. Resultados de losa nervada tipo II y III: Piso 1-2-3-4-5. Estructura de hormigón armado

Losa Tipo II y III: Piso 1-2-3-4-5		
Geometría		
hp	5 cm	Altura de loseta a compresión
hn	15 cm	Altura de alivianamiento
h	20 cm	Altura total de losa nervada
s	40 cm	Ancho de alivianamiento
bn	10 cm	Ancho de nervio
b	50 cm	Ancho de losa a analizar
Diseño por flexión		
Eje X:	$M_{(+)}=$	1 ϕ 12mm @ nervio
	$M_{(-)}=$	1 ϕ 14mm @ nervio
	$M_{(-)}=$	1 ϕ 12mm @ nervio
Eje Y:	$M_{(+)}=$	1 ϕ 12mm @ nervio
	$M_{(+)}=$	1 ϕ 14mm @ nervio
	$M_{(-)}=$	1 ϕ 12mm @ nervio
Diseño por corte		
Macizado mínimo =	20 cm	
Eje X:	Indicado en el plano	
Eje Y:	Indicado en el plano	
Condición de servicio		
$\Delta_{total} \leq \Delta_{permitida}$		
$0.21 \text{ cm} \leq 1.01 \text{ cm}$		



Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

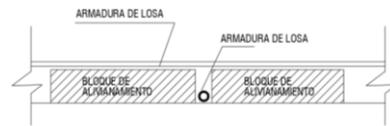
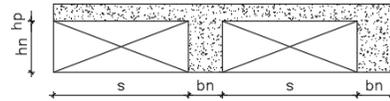
Finalmente la losa tipo IV, de tapa grada debido a su geometría y a poseer un único paño su armadura a flexión reduce en función al diámetro de las varillas como se indica en la Tabla 113.

Tabla 113. Resultados de losa nervada tipo I, subsuelo. Estructura de hormigón armado

Losa Tipo I: Subsuelo		
Geometría		
hp	5 cm	Altura de loseta a compresión
hn	15 cm	Altura de alivianamiento
h	20 cm	Altura total de losa nervada
s	40 cm	Ancho de alivianamiento
bn	10 cm	Ancho de nervio
b	50 cm	Ancho de losa a analizar

Diseño por flexión		
Eje X:	$M_{(+)}=$	1 ϕ 10mm @ nervio
	$M_{(-)}=$	1 ϕ 10mm @ nervio
Eje Y:	$M_{(+)}=$	1 ϕ 10mm @ nervio
	$M_{(-)}=$	1 ϕ 10mm @ nervio

Diseño por corte	Condición de servicio
Macizado mínimo = 20 cm	$\Delta_{total} \leq \Delta_{permitida}$
Eje X: Indicado en el plano	0.21 cm \leq 1.01 cm
Eje Y: Indicado en el plano	



Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.1.6.3. Vigas de hormigón armado

En la edificación existen cinco tipos de vigas distribuidas en los seis pisos más el nivel de tapa grada, las cuales se describen en la Tabla 114.

Tabla 114. Vigas tipo. Estructura de hormigón armado

VIGAS TIPO	DIMENSIONES
TIPO I	20 x 20 cm
TIPO II	25 x 35 cm
TIPO III	25 x 30 cm
TIPO IV	25 x 40 cm
TIPO V	25 x 50 cm
TIPO VI	30 x 50 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla los resultados obtenidos para cada tipo de viga en la estructura de hormigón armado tomando en cuenta la viga más crítica, ver desde Tabla 115 hasta Tabla 120. Para poder realizar una comparación con la estructura mixta, en dicha estructura serán tomadas las mismas vigas es decir se tomará en cuenta la misma ubicación, para poder efectuar el análisis y comparación de ambas estructuras.

Los resultados que serán expuestos serán:

- Acero de refuerzo a flexión.
- Chequeo a flexión del elemento.
- Chequeo a corte del elemento.
- Chequeo a torsión del elemento.
- Chequeo a condición de servicio.

Tabla 115. Resultados de viga tipo I. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO I
20X20CM
SUBSUELO EJE V-1 LONGITUD=2,40M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
1,07cm ²	1,07cm ²	1,07cm ²
1,07cm ²	1,07cm ²	1,07cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
36,34Kgm	204,94Kgm	89,52Kgm
6,57Kgm	241,61Kgm	58,01Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
2337,87Kgm	2337,87Kgm	2337,87Kgm
2337,87Kgm	2337,87Kgm	2337,87Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
1,50cm ²		1,51cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
756.32Kg		758.85Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
168,42Kg		499,22Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
567,24Kg		569,14Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)

No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere

TORSOR ÚLTIMO (Tu)

0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm

UMBRAL DE TORSION (Tth)

859,18Kgm	28,38Kgm	859,18Kgm
-----------	----------	-----------

CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$

Cumple	Cumple	Cumple
--------	--------	--------

FECHA CALCULADA

	0,0035cm	
--	----------	--

FECHA ADMISIBLE

	0,50cm	
--	--------	--

$\Delta_{ADMISIBLE} \geq \Delta_{CALCULADA}$

	Cumple	
--	--------	--

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 116. Resultados de viga tipo II. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO II
25X50CM
SUBSUELO EJE B-2-3 LONGITUD=4,33M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,83cm ²	3,83cm ²	3,83cm ²
3,83cm ²	3,83cm ²	3,83cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
4414,59Kgm	0,00Kgm	4685,28Kgm
0,00Kgm	3123,33Kgm	0,00Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
10116,56Kgm	10116,56Kgm	10116,56Kgm
10116,56Kgm	10116,56Kgm	10116,56Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,64cm ²	6,58cm ²	6,58cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
9621,47Kg	9530,36Kg	9530,36Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
6057,29Kg	5817,45Kg	5817,45Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
9621,47Kg	9530,36Kg	9530,36Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple	Cumple	Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,11cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,90cm	
$\Delta_{ADMISIBLE} \geq \Delta_{CALCULADA}$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 117. Resultados de viga tipo III. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO III
25X30CM
PISO 4 EJE B-2-3 LONGITUD=4,33M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
2,28cm ²	2,17cm ²	2,28cm ²
2,17cm ²	2,17cm ²	2,17cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
2162,59Kgm	0,00Kgm	2156,92Kgm
267,86Kgm	1003,30Kgm	292,24Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
4127,54Kgm	4127,54Kgm	4127,54Kgm
4127,54Kgm	4127,54Kgm	4127,54Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
3,49cm ²		3,78cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
2859,73Kg		3092,09Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
2338,65Kg		2787,55Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
2859,73Kg		3092,09Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)

No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere

TORSOR ÚLTIMO (Tu)

0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm

UMBRAL DE TORSION (Tth)

1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
------------	---------	------------

CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$

Cumple	Cumple	Cumple
--------	--------	--------

FECHA CALCULADA

	0,15cm	
--	--------	--

FECHA ADMISIBLE

	0,90cm	
--	--------	--

Δ ADMISIBLE \geq Δ CALCULADA

	Cumple	
--	--------	--

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 118. Resultados de viga tipo IV. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO IV
25X40CM
PISO 4 EJE 4-D2-C4 LONGITUD=3,90M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,40cm ²	3,00cm ²	5,17cm ²
3,00cm ²	3,00cm ²	3,00cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
4446,21Kgm	0,00Kgm	6621,82Kgm
2045,37Kgm	1816,16Kgm	1641,06Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
7789,02Kgm	7789,02Kgm	7789,02Kgm
7789,02Kgm	7789,02Kgm	7789,02Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,71cm ²		7,19cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
7605.45Kg		8150.92Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
6109,50Kg		6682,52Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
7605,45Kg		8150,92Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,09cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,81cm	
$\Delta_{ADMISIBLE} \geq \Delta_{CALCULADA}$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 119. Resultados de viga tipo V. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO V
25X50CM
SUBSUELO EJE 2-D2-C4 LONGITUD=4,20M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,83cm ²	3,83cm ²	4,23cm ²
3,83cm ²	3,83cm ²	3,83cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
5840,34Kgm	0,00Kgm	7084,16Kgm
0,00Kgm	3709,74Kgm	0,00Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
12977,51Kgm	12977,51Kgm	12977,51Kgm
12977,51Kgm	12977,51Kgm	12977,51Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,78cm ²		5,47cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
9819,73		9971,65Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
7249,85Kg		7760,50Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
9819,73Kg		9971,65Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,12cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,88cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 120. Resultados de viga tipo VI. Estructura de hormigón armado

**VIGA TIPO VI
30X50CM
SUBSUELO EJE 3-D2-C4 LONGITUD=4,23M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
6,17cm ²	4,60cm ²	5,82cm ²
4,60cm ²	4,60cm ²	4,60cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
10238,34Kgm	0,00Kgm	9685,65Kgm
5334,88Kgm	3071,26Kgm	4876,90Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
13145,30Kgm	13145,30Kgm	13145,30Kgm
13145,30Kgm	13145,30Kgm	13145,30Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
8,27cm ²		8,65cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
11984,95Kg		12539,10Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
8651,07Kg		9661,44Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
11984,95Kg		12539,10Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1749,06Kgm	171,88Kgm	1749,06Kgm
CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,07cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,88cm	
$\Delta_{ADMISIBLE} \geq \Delta_{CALCULADA}$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.1.6.4. Columnas de hormigón armado

En la edificación de hormigón armado existen dos tipos de columnas, mismas que se describen en la Tabla 121.

Tabla 121. Vigas tipo. Estructura de hormigón armado

COLUMNAS TIPO	DIMENSIONES
TIPO I	30 x 30 cm
TIPO II	35 x 50 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla los resultados obtenidos para cada tipo de columna en la estructura de hormigón armado, ver Tabla 122 y tabla 123 respectivamente, chequeando de la misma manera el acero de refuerzo a flexo-compresión y el acero de refuerzo a corte.

Tabla 122. Resultados de columna tipo I. Estructura de hormigón armado

Columna Tipo I: 30 x 30 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 2-E	
Longitud: 3.00 m	
Acero de refuerzo a flexo - compresión (As) → cm ²	
Acero de refuerzo a flexo-compresión (As)	9.05 cm ²
Carga axial última (Pu)	35.80 toneladas
Carga axial nominal (øPu)	35.94 toneladas
Condición de resistencia (øPu ≥ Pu)	Cumple
Momento último (Mu)	1.70 T-m
Momento nominal (Mn)	1.70 T-m
Condición de resistencia (øMu ≥ Mu)	Cumple
Acero de refuerzo a cortante (Asv) → cm ²	
Acero de refuerzo a cortante (Asv)	2.36 cm ² /m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 123. Resultados de columna tipo II. Estructura de hormigón armado

Columna Tipo I: 30 x 50 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 2-C	
Longitud: 3.00 m	
Acero de refuerzo a flexo - compresión (As) → cm²	
Acero de refuerzo a flexo-compresión (As)	18.47 cm ²
Carga axial última (Pu)	92.12 toneladas
Carga axial nominal (øPu)	112.04 toneladas
Condición de resistencia (øPu ≥ Pu)	Cumple
Momento último (Mu)	4.43 T-m
Momento nominal (Mn)	5.39 T-m
Condición de resistencia (øMu ≥ Mu)	Cumple
Acero de refuerzo a cortante (Asv) → cm²/m	
Acero de refuerzo a cortante (Asv)	3.14 cm ² /m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.1.6.5. Muros estructurales

Para la estructura de hormigón armado ha sido necesario la implantación de arriostramientos para disminuir los efectos torsionales. Entre los diferentes tipos de arriostramientos se ha optado por la utilización de muros de corte de hormigón armado siendo esta una de las alternativas más económica, permitiendo un ahorro entre el 14.18% y 17.34% en comparación con otros tipos de arriostramientos. (Guerrero Cuasapaz, 2018)

Para la estructura en análisis se tiene dos muros de corte perimetrales ubicados en los laterales del edificio, el diseño y chequeo que se realiza en los muros de corte son:

- Diseño a corte.
- Diseño a flexo – compresión.

La Figura 131 muestra un esquema del muro de corte ubicado entre los ejes 5E y 6E.

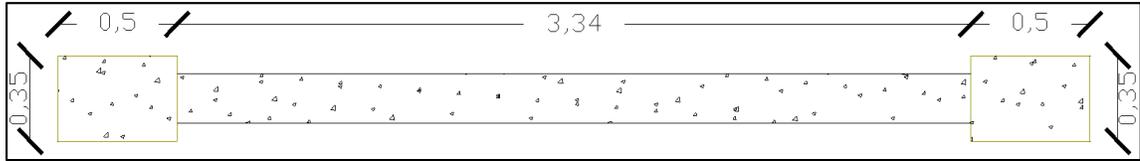


Figura 131. Muro de corte entre ejes 5E y 6E. Estructura de hormigón armado.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Los resultados del diseño a corte y a flexo – compresión del muro antes mencionado se presentan en la Tabla 124.

Tabla 124. Resultados del muro de corte tipo I. Estructura de hormigón armado

Muro de corte tipo I: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo a Primer Piso, Ejes 5E y 6E	
Longitud: 3.84 m	
Diseño a corte	
Vn máx.	255076.36 kg
Vu	2188.40 kg
Condición $Vn \text{ máx.} \geq Vu$	Cumple
Asv horizontal calculado por cada cara del muro	2.50 cm ² /m
Asv horizontal colocado por cada cara del muro	12.21 cm ²
Armadura colocada	11ø12mm@25cm
Diseño a flexo – compresión	
Md	1487.30 kg-m
Pu	7033.00 kg
Po	2178418.20 kg
$Pu/Po \leq 0.35$	$0.003 \leq 0.35$
El muro trabaja a flexión y no requiere de miembros de borde	
As vertical calculado por cada cara del muro	12.73 cm ² /m
As vertical colocado por cada cara del muro	15.11 cm ²
Armadura colocada	13ø12mm@25cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De igual forma se diseña el muro de corte ubicado entre los ejes 3B y 4B como se indica en la Figura 132.

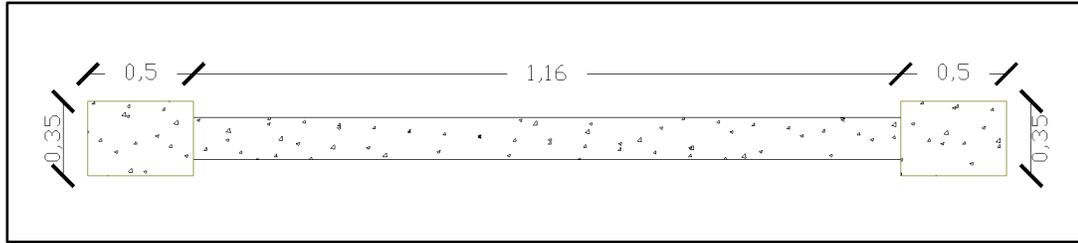


Figura 132. Muro de corte entre ejes 3B y 4B. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Los resultados del diseño a corte y a flexo – compresión del muro antes mencionado se presentan en la Tabla 125.

Tabla 125. Resultados del muro de corte tipo II. Estructura de hormigón armado

Muro de corte tipo II: e = 20 cm	
Ubicación: Base a Primer Piso, Ejes 3B y 4B	
Longitud: 1.16 m	
Diseño a corte	
Vn máx.	141881.32 kg
Vu	5013.40 kg
Condición $Vn \text{ máx.} \geq Vu$	Cumple
Asv horizontal calculado por cada cara del muro	2.50 cm ² /m
Asv horizontal colocado por cada cara del muro	25.79 cm ²
Armadura colocada	23ø12mm@25cm
Diseño a flexo – compresión	
Md	3227.70 kg-m
Pu	28475.20 kg
Po	1245421.80 kg
$Pu/Po \leq 0.35$	$0.02 \leq 0.35$
El muro trabaja a flexión y no requiere de miembros de borde	
As vertical calculado por cada cara del muro	7.28 cm ² /m
As vertical colocado por cada cara del muro	9.33 cm ²
Armadura colocada	5ø16mm@25cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.1.6.6. Muros de sótano

En la edificación de hormigón armado existen dos tipos de muros de contención, mismas que se describen a continuación:

- Tipo I: Muro ejes 1-E-7 → Tabla 126.
- Tipo II: Muro eje A → Tabla 127.

Previamente se mostrará en la Figura 133 un esquema de la geometría del muro de sótano conjuntamente con la nomenclatura de sus dimensiones, mismas que servirán para la interpretación de los resultados indicados posteriormente.

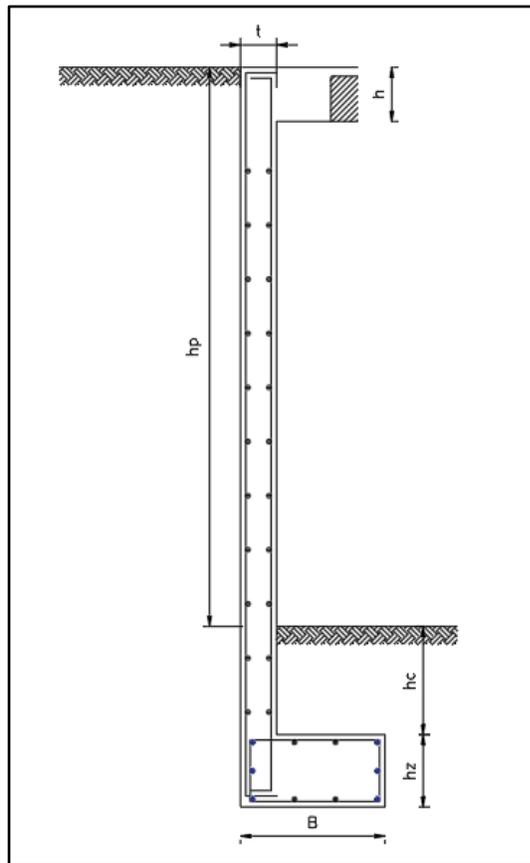


Figura 133. Esquema de muro de sótano. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

El muro de sótano tipo I posee las características geométricas que se muestran en la Tabla 126, así como también el diseño de la pantalla y de la zapata obtenida en el cálculo.

Tabla 126. Resultados de muro de sótano tipo I. Estructura de hormigón armado

Muro de sótano tipo I: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 1 – E – 7	
Geometría	
Altura de la zapata	hz = 0.30 m
Altura de la pantalla entrepiso	hp = 3.00 m
Altura de relleno	hc = 1.50 m
Base de la zapata	B = 0.70 m
Espesor de la pantalla	t = 0.20 m
Altura de losa	h = 0.20 m
Diseño de pantalla	
Acero de refuerzo longitudinal	1 ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo transversal	1 ϕ 10mm @ 30 cm
Diseño de zapata	
Acero de refuerzo en zapata	1 Estribo ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo en zapata por apoyo de columnas	3 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior	2 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior	2 ϕ 12mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para el muro de sótano tipo II, presentado en la Tabla 127, se puede observar que las dimensiones y el armado de pantalla es la misma que el muro de sótano tipo I, la única diferencia que se presenta es en el acero de refuerzo de la zapata que considera la carga del apoyo lateral de las columnas.

Tabla 127. Resultados de muro de sótano tipo II. Estructura de hormigón armado

Muro de sótano tipo II: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo, Eje A	
Geometría	
Altura de la zapata	hz = 0.30 m
Altura de la pantalla entrepiso	hp = 3.00 m
Altura de relleno	hc = 1.50 m
Base de la zapata	B = 0.70 m
Espesor de la pantalla	t = 0.20 m
Altura de losa	h = 0.20 m
Diseño de pantalla	
Acero de refuerzo longitudinal	1 ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo transversal	1 ϕ 10mm @ 30 cm
Diseño de zapata	
Acero de refuerzo en zapata	1 Estribo ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo en zapata por apoyo de columnas	3 ϕ 14mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior	2 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior	2 ϕ 12mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Cabe aclarar que los muros de sótanos no deben ser confundidos con los muros estructurales o denominados en el presente trabajo como muros de corte, ya que la función del muro de sótano es la de un muro de contención durante el proceso de excavación en tanto que el muro de corte tiene como función disminuir los efectos de torsión causadas por las cargas sísmicas.

5.1.6.7. Vigas de cimentación

La cimentación para la estructura de hormigón armado está compuestas por tres tipos de vigas de cimentación, las cuales son:

- Viga de cimentación Tipo I: sección T invertida. → Tabla 128.
- Viga de cimentación Tipo II: sección L. → Tabla 129.
- Viga de cimentación Tipo III: sección rectangular. → Tabla 130.

La viga de cimentación Tipo I de sección T invertida para la estructura de hormigón armado cumple con las mismas dimensiones en las dos direcciones, en la Figura 134 se presenta un esquema con la nomenclatura de las dimensiones a ser indicadas posteriormente.

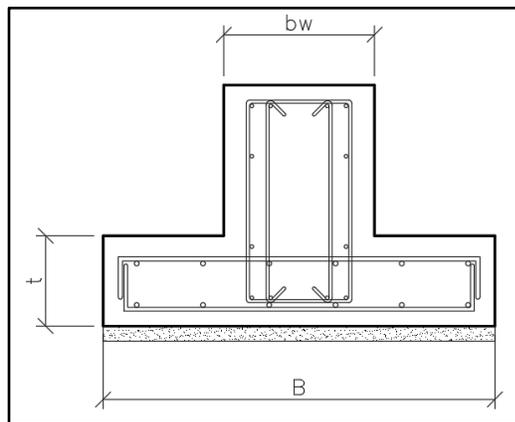


Figura 134. Esquema de viga de cimentación sección T. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 128 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo I, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 128. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo I. Estructura de hormigón armado

Viga de cimentación Tipo I: Sección T invertida			
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje 5			
Longitud: 6.05 m			
Geometría			
Ancho del alma de la viga de cimentación		bw =	0.50 m
Ancho del patín de la viga de cimentación		B =	1.30 m
Altura del patín de la viga de cimentación		t =	0.30 m
Verificación de corte directo en viga de cimentación			
Solicitación de cortante última de la estructura		Vu =	30.23 t
Capacidad de corte de la viga de cimentación		Vc =	30.80 t
Verificación solicitación/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)		Vu/Vc =	0.98
Diseño a flexión			
Momentos (Mu) → t-m			
	15.13		26.15
17.40		47.11	47.11
			3.58
Acero de refuerzo (As) → cm²			
	17.55		17.55
6.75		17.67	17.67
			6.75
Armadura de piel			
Acero de refuerzo (As piel) → cm²			
2.77	2.77	2.77	2.77
			2.77
			2.77
Diseño a corte			
Ramales (# Ramales) → u.			
4 Ramales		4 Ramales	4 Ramales
			4 Ramales
Acero de refuerzo a cortante (Av) → cm²			
2.40		2.40	2.40
			2.40
Diseño a temperatura			
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior			1 ø 14mm @ 25 cm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior			1 ø 12mm @ 30 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La viga de cimentación Tipo II es de sección L para la estructura de hormigón armado ubicada en el Eje V1, en la Figura 135 se presenta un esquema con la nomenclatura de las dimensiones a ser indicadas posteriormente.

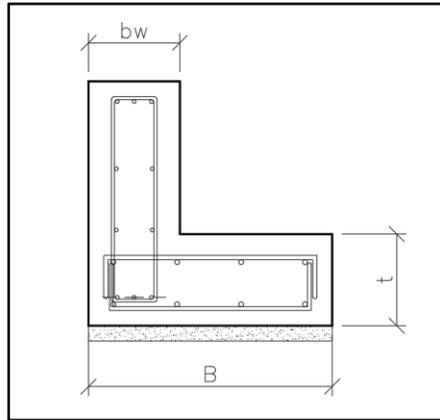


Figura 135. Esquema de viga de cimentación sección L. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 129 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo II, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 129. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo II. Estructura de hormigón armado

Viga de cimentación Tipo II: Sección L			
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje V1			
Longitud: 2.40 m			
Geometría			
Ancho del alma de la viga de cimentación	bw =		0.30 m
Ancho del patín de la viga de cimentación	B =		0.80 m
Altura del patín de la viga de cimentación	t =		0.30 m
Verificación de corte directo en viga de cimentación			
Solicitud de cortante última de la estructura	Vu =		13.14 t
Capacidad de corte de la viga de cimentación	Vc =		18.48 t
Verificación solicitud/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)	Vu/Vc =		0.72

Diseño a flexión

Momentos (M_u) → t-m			
	0.00	6.65	5.26

Acero de refuerzo (A_s) → cm^2			
	4.05	10.80	4.05

Armadura de piel

Acero de refuerzo (A_s piel) → cm^2			
	1.74	1.74	1.74

Diseño a corte

Ramales (# Ramales) → u.			
	2 Ramales	2 Ramales	2 Ramales

Acero de refuerzo a cortante (A_v) → cm^2			
	0.98		0.98

Diseño a temperatura

Acero de refuerzo por temperatura en cara superior	1 ϕ 14mm @ 25 cm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior	1 ϕ 12mm @ 30 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La viga de cimentación Tipo III es de sección rectangular como muestra la Figura 136.

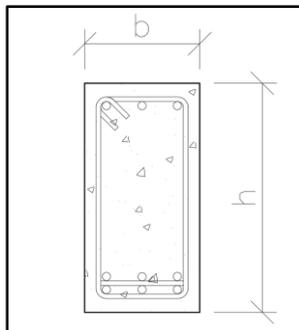


Figura 136. Esquema de viga de cimentación sección rectangular. Estructura de hormigón armado.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 130 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo III, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 130. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo III. Estructura de hormigón armado

Viga de cimentación Tipo I: Sección rectangular			
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje 5			
Longitud: 3.00 m			
Geometría			
Base de la viga de cimentación	b =	0.25 m	
Altura de la viga de cimentación	h =	0.50 m	
Verificación de corte directo en viga de cimentación			
Solicitud de cortante última de la estructura	$V_u =$	4.71 t	
Capacidad de corte de la viga de cimentación	$V_c =$	9.24 t	
Verificación solicitud/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)	$V_u/V_c =$	0.98	
Diseño a flexión			
Momentos (M_u) → t-m			
	6.70		
0.00	-----		17.40
Acero de refuerzo (A_s) → cm^2			
	4.16		
2.03	-----		11.49
Diseño a corte			
Ramales (# Ramales) → u.			
	2 Ramales	2 Ramales	2 Ramales

Acero de refuerzo a cortante (A_v) → cm^2			
	0.37		0.37

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2. Diseño de las estructuras en estructura mixta

5.2.1. Diseño de losa colaborante (Steel Deck)

El presente apartado contiene el diseño de la placa colaborante o también conocida como steel deck, basado en la placa obtenida en el catálogo de Kubilosa misma que se presenta en la Figura 137.

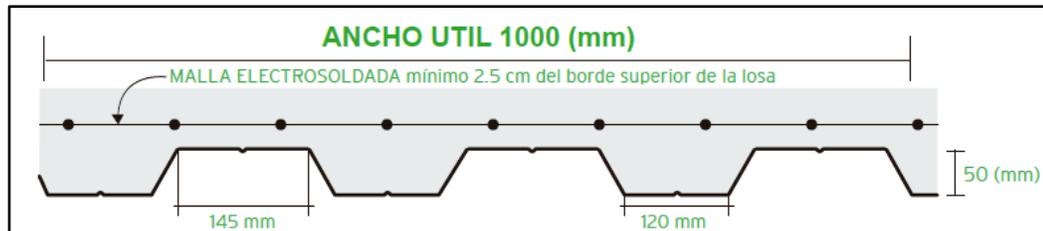


Figura 137. Detalle constructivo losa colaborante Steel Deck.
Fuente: Kubiec, (2018). Catálogo Kubilosa.

En la Tabla 131 se muestran los datos utilizados para el diseño de la placa, tanto en geometría, materiales y cargas aplicadas.

Tabla 131.

Datos para losa colaborante Steel Deck. Estructura mixta

Variable	Steel Deck $t=10\text{cm}$; $e=0.65\text{mm}$
e (mm)	0.65
E_s (kg/cm ²)	2043185.90
WD sd (kg/m)	320.00
WL sd (kg/m)	1940.00
Lsd (m)	1.07
f_y (kg/cm ²)	4200.00
f'_c (kg/cm ²)	240.00
t (cm)	10.00
y_{cg} (cm)	2.31
h_r (cm)	5.00
Psd (kg)	225.00
Wwsd (kg/m)	100.00
E_c (kg/cm ²)	209141.10

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“e” es el espesor de la losa colaborante Steel Deck en mm.

“Es” es el módulo de elasticidad el acero normado en Kg/cm².

“WD sd” es la carga muerta por unidad de longitud en Kg/m.

“lsd” es la luz libre de la losa en m.

“fy” es el límite de fluencia del acero de refuerzo.

“f’c” es la resistencia a la compresión del concreto.

“t” es el espesor de la losa colaborante en cm.

“ycg” es el centro del momento de inercia del trapecio formado por la losa colaborante.

“hr” es la profundidad del hormigón en el trapecio formado por la losa colaborante.

“Psd” es la carga puntual en el centro de luz.

“Wwsd” es la carga distribuida en la losa colaborante Steel Deck.

“Ec” es el módulo de elasticidad del concreto.

La losa colaborante Steel Deck, según el departamento de investigación de aceros procesados (Acero Deck, 2018), debe considerarse para su diseño los siguientes aspectos:

5.2.1.1. *Determinación de la deflexión de la losa colaborante Steel-Deck actuando como encofrado*

La losa colaborante Steel Deck, se considera como encofrado cuando esta actúa como un sistema no compuesto, en la cual la deformación admisible tiene que ser menor que la luz libre de la losa entre 1,80-1,90cm, considerando siempre el valor menor. (Acero Deck, 2018). A continuación se detalla el cálculo de la deformación admisible de la placa.

$$\Delta_{adm} = \frac{lsd * 100}{180} \quad (\text{Ec. 67})$$

$$\Delta_{adm} = \frac{1.07 * 100}{180}$$

$$\Delta_{adm} = 0.59 \text{ cm}$$

Acorde a las condiciones de apoyo establecidas en el diseño, se considera a la losa colaborante con tres vanos, condición con la cual se obtendrá la deformación calculada, ver Figura 138.

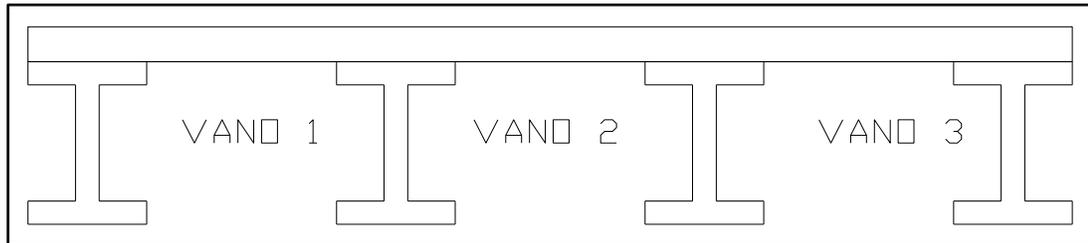


Figura 138. Esquema de vanos de losa deck. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$\Delta_{cal} = \frac{0.0069 * W_{dsd} * (l_{sd} * 100)^4}{E_s * I_{sd} * b} \quad (\text{Ec. 68})$$

$$\Delta_{cal} = \frac{0.0069 * 320.00 * (1.07 * 100)^4}{2043185.90 * 29.30 * 1.00}$$

$$\Delta_{cal} = 0.05 \text{ cm}$$

Determinados la deformación admisible y la deformación calculada se procede a verificar la condición de deflexión.

$$\Delta_{cal} \leq \Delta_{adm}$$

$$0.05 \text{ cm} \leq 0.50 \text{ cm} \rightarrow \text{cumple la condición de deflexión}$$

Donde:

“ Δ_{adm} ” es la deformación admisible en cm.

“ Δ_{cal} ” es la deformación calculada en cm.

“ l_{sd} ” es la luz libre de la losa colaborante en m.

“Wdsd” es la carga muerta por unidad de metro en kg/m.

“Es” es el módulo de elasticidad del acero en kg/cm².

“Isd” es la inercia de la losa colaborante en cm⁴/mm.

“b” es el ancho de análisis en m.

5.2.1.2. Condiciones de momento último de resistir a flexión de la losa colaborante Steel-Deck

Existen dos condiciones con las cuales determinamos la condición de momento último de resistencia a la flexión, la primera condición se presenta cuando trabajamos con una losa colaborante sub-reforzada en la cual la capacidad de esta será la crítica y la segunda condición es cuando trabajamos con una losa colaborante sobre-reforzada que se da cuando el acero de esta es excesivo y el momento estará sometido a la capacidad del concreto de resistir dicha acción, razón por la cual antes de definir a que condición se encuentra la placa, se requiere verificar si la cuantía del sistema es menor o mayor a la balanceada. (Acero Deck, 2018)

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{0.003 * (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) * d} * 100 \quad (\text{Ec. 69})$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 240.00}{4200.00} * \frac{0.003 * (10.00 - 5.00)}{\left(0.003 + \frac{4200}{2043185.90}\right) * (10.00 - 2.31)} * 100$$

$$\rho_b = 1.59\%$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_s \text{ sd}}{b * d}$$

$$\rho_{cal} = \frac{8.84}{100 * (10.00 - 2.31)} * 100$$

$$\rho_{cal} = 1.15\%$$

$$\rho_{cal} \leq \rho_b$$

$$1.15\% \leq 1.59\%$$

$$1.15\% < 1.59\%$$

Se puede observar que la cuantía calculada es menor que la cuantía balanceada por lo que permite concluir que la placa es una losa colaborante sub-reforzada, con la cual se realizará la verificación de la condición de momento último de resistencia a la flexión.

$$M_n = A_s s_d * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec. 70})$$

$$a = \frac{A_s s_d * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{8.84 * 4200}{0.85 * 240.00 * 100.00}$$

$$a = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 8.84 * 4200 * \left((10.00 - 2.31) - \frac{1.82}{2} \right) / 100$$

$$M_n = 2516.60 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$\phi M_n = 2516.60 * 0.90$$

$$\phi M_n = 2264.90 \text{ Kg} * \text{m}$$

Donde:

“ ρ_b ” es la cuantía balanceada.

“ ρ ” es la cuantía calculada.

“ M_n ” es el momento nominal.

“ ϕ ” es el coeficiente de reducción de momento para una falla sub reforzada.

“ a ” es la profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente de ancho b

“b” es el ancho unitario de análisis.

As sd” es el área de acero neta de la plancha por unidad de ancho.

5.2.1.3. Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto

Durante la fase de construcción al momento de realizar el vaciado del concreto en la plancha de la losa colaborante Steel Deck se generan esfuerzos por compresión y por tracción debido al peso propio de la plancha más el peso del concreto fresco y las cargas propias de los trabajos de vaciado (cargas transitorias), estos esfuerzos serán transmitidos por la plancha, los cuales no pueden exceder más del 60% del esfuerzo de fluencia de la plancha. (Acero Deck, 2018)

A continuación se presenta un esquema a flexión de la losa colaborante o Steel Deck para la estructura mixta, ver Figura 139.

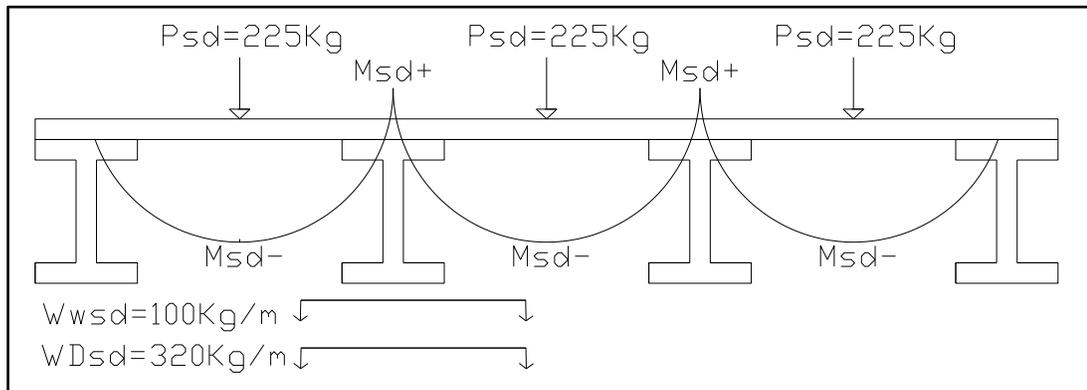


Figura 139. Flexión de la losa colaborante Steel Deck, tres vanos. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Posteriormente se calculan los momentos pasivos y negativos para la losa colaborante Steel Deck, con tres vanos y seleccionamos el más crítico para la verificación de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto.

$$Msd+ = 0.20 * Psd * lsd + 0.094 * WD \text{ sd} * lsd^2 \quad (\text{Ec. 71})$$

$$Msd+ = 0.20 * 225.00 * 1.07 + 0.094 * 320.00 * 1.07^2$$

$$Msd+ = 82.59 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Msd+ = 0.096 * (WD \text{ sd} + Ww \text{ sd}) * lsd^2 \quad (\text{Ec. 72})$$

$$Msd+ = 0.096 * (320.00 + 100.00) * 1.07^2$$

$$Msd+ = 46.16 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Msd- = 0.117 * (WD \text{ sd} + Ww \text{ sd}) * lsd^2 \quad (\text{Ec. 73})$$

$$Msd- = 0.117 * (320.00 + 100.00) * 1.07^2$$

$$Msd- = 56.26 \text{ kg} - \text{m}$$

Se determina que el momento más crítico es $Msd+ = 82,59 \text{ Kg-m}$ con el cual se realiza la verificación con la condición $f+ \leq 0,60fy$.

$$f+ - = \frac{Msd +}{S_n \text{ ds}} * 100 \quad (\text{Ec. 74})$$

$$f+ - = \frac{82.59}{14.54} * 100$$

$$f+ - = 568.01 \text{ kg/cm}$$

$$f+ - \leq 0.60 * fy$$

$$568.01 - \leq 0.60 * 4200$$

$$568.01 \leq 2520.00 \text{ Cumple la condición}$$

Donde:

“Msd+” es el momento positivo en la losa colaborante en Kg-m.

“Msd-” es el momento negativo en la losa colaborante en kg-m.

“f” es los esfuerzos en la losa colaborante en kg/cm².

“Sn sd” es el módulo de sección inferior en la losa colaborante Steel Deck en cm³/m.

5.2.1.4. Condiciones de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto

A continuación se presenta un esquema del sistema compuesto en la sección transformada fisurada, ver Figura 140.

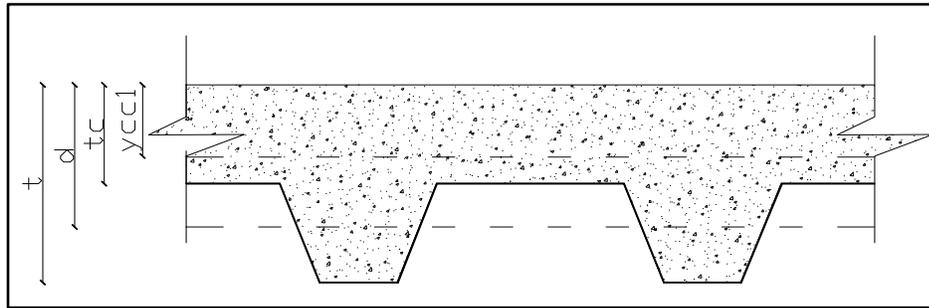


Figura 140. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada fisurada. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

En la Tabla 132 se presentan los datos necesarios para la determinación del momento de inercia en la sección transformada fisurada.

Tabla 132. Momento de inercia en la sección transformada fisurada. Estructura mixta

Variable	Steel Deck t=10cm, e=0.65mm
d(cm)	7.69
tc(cm)	5.00
ρcal	1.15%
n	10.00
ycc1(cm)	2.88
yccs(cm)	4.81
lsd(cm ⁴)	29.30
Ic(cm ⁴)	3079.06

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Ec. 75})$$

$$n = \frac{2043185.90}{209141}$$

$$n = 10.00$$

$$y_{cc1} = d * \left(\sqrt{2 * \rho_{cal} * n + (\rho_{cal} * n)^2} - \rho_{cal} * n \right) \quad (\text{Ec. 76})$$

$$y_{cc1} = 7.69 * \left(\sqrt{2 * 1.15\% * 10.00 + (1.15\% * 10.00)^2} - 1.15\% * 10.00 \right)$$

$$y_{cc1} = 2.88 \text{ cm}$$

$$y_{cs} = d - y_{cc1} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$y_{cs} = 7.69 - 2.88$$

$$y_{cs} = 4.81 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{b * y_{cc1}^3}{3} + n * A_s s_d * y_{cs}^2 + n * I_{sd} \quad (\text{Ec. 78})$$

$$I_c = \frac{100.00 * 2.88^3}{3} + 10.00 * 8.84 * 4.81^2 + 10 * 29.30$$

$$I_c = 3079.06 \text{ cm}^4$$

Donde:

“n” es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto.

“I_{sd}” es el momento de inercia de la losa colaborante en cm⁴.

“I_c” es el momento de inercia de la sección transformada fisurada en cm⁴.

La Figura 141, presenta un esquema de la placa colaborante para el sistema compuesto en la sección transformada no fisurada para la estructura mixta.

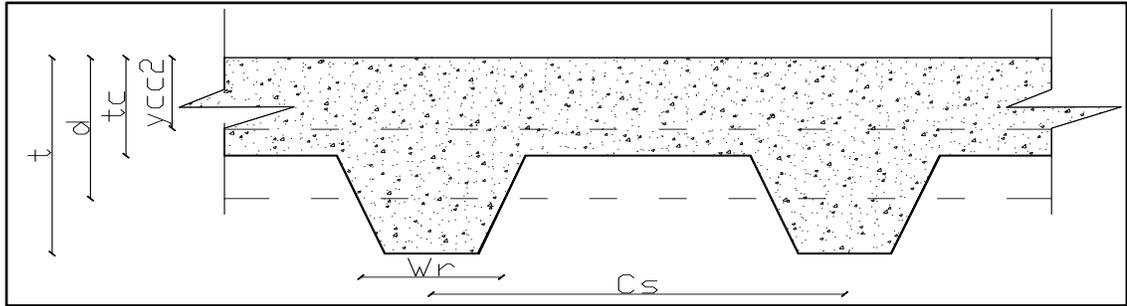


Figura 141. Datos para el sistema compuesto en la sección transformada no fisurada. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se presentan los datos y resultados para la obtención del momento de inercia en la sección transformada fisurada ver Tabla 133.

Tabla 133. Momento de inercia en la sección transformada fisurada. Estructura mixta

Variable	Steel Deck t=10cm, e=0.65mm
Cs(cm)	33.00
Wr(cm)	15.00
ycc2(cm)	4.45
yces(cm)	3.24
Iu(cm ⁴)	6546.12

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$y_{cc2} = \frac{0.50 * b * t^2 + n * A_s s_d * d - \frac{(C_s - W_r) * b * h_r}{C_s} * (t - 0.50 * h_r)}{b * t + n * A_s s_d - \frac{b}{C_s} * h_r * (C_s - W_r)} \quad (\text{Ec. 79})$$

$$y_{cc2} = \frac{0.50 * 100 * 10^2 + 10 * 8.84 * 7.69 - \frac{(33.00 - 15.00) * 100 * 5.00}{33.00} * (10.00 - 0.50 * 5.00)}{100.00 * 10.00 + 10.00 * 8.84 - \frac{100.00}{33.00} * 5.00 * (33.00 - 15.00)}$$

$$y_{cc2} = 4.45 \text{ cm}$$

$$y_{cs} = d - y_{cc2} \quad (\text{Ec. 80})$$

$$y_{cs} = 7.69 - 4.45$$

$$y_{cs} = 3.24 \text{ cm}$$

$$I_u = \frac{b * tc^3}{12} + b * tc * (ycc2 - 0.50 * tc)^2 + n * I_{sd} + n * A_s * s_d * y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} * \left[W_r * hr * \left(\frac{hr^2}{12} + (t - ycc2 - 0.50 * hr)^2 \right) \right] \quad (\text{Ec. 81})$$

$$I_u = \frac{100 * 5^3}{12} + 100 * 5 * (4.45 - 0.50 * 5)^2 + 10 * 29.30 + 10 * 8.84 * 3.24^2 + \frac{100}{33} * \left[15 * 5 * \left(\frac{5^2}{12} + (10 - 4.45 - 0.50 * 5)^2 \right) \right]$$

$$I_u = 6546.12 \text{ cm}^4$$

Donde:

“W_r” es el ancho medio del valle del perfil colaborante en cm.

“C_s” es el espacio entre ejes de valles contiguos en cm.

“I_u” es el momento de inercia en la sección transformada no fisurada en cm⁴.

Para la verificación de la condición de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto, procedemos a calcular los momentos positivos simplemente apoyados por carga muerta y carga viva en estado de servicio. (Acero Deck, 2018)

$$y_{prom} = \frac{y_{cc1} + y_{cc2}}{2} \quad (\text{Ec. 82})$$

$$y_{prom} = \frac{2.88 + 4.45}{2}$$

$$y_{prom} = 3.66 \text{ cm}$$

$$Sic = \frac{Iu + Ic}{t - yprom} \quad (\text{Ec. 83})$$

$$Sic = \frac{\frac{6546.12 + 3079.06}{2}}{10.00 - 3.66}$$

$$Sic = 759.61 \text{ cm}^3$$

$$MD \text{ sd} = \frac{WD \text{ sd} * lsd^2}{8} \quad (\text{Ec. 84})$$

$$MD \text{ sd} = \frac{320.00 * 1.07^2}{8}$$

$$MD \text{ sd} = 45.88 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ML \text{ sd} = \frac{WL \text{ sd} * lsd^2}{8} \quad (\text{Ec. 85})$$

$$ML \text{ sd} = \frac{1940.00 * 1.07^2}{8}$$

$$ML \text{ sd} = 277.64 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\left(\frac{ML \text{ sd} + MD \text{ sd}}{Sic} \right) * n * 100 \leq 0.60 * fy \quad (\text{Ec. 86})$$

$$\left(\frac{277.64 + 45.88}{759.61} \right) * 10 * 100 \leq 0.60 * 4200$$

$$415.97 \leq 2520.00$$

415.97kg/cm² < 2520.00g/cm² → Cumple la condición

5.2.1.5. *Diseño por cortante de la losa colaborante Steel Deck*

En la losa colaborante Steel Deck se producen dos efectos de cortante, primeramente se genera en la vigas o viguetas de apoyo relacionado directamente con la capacidad del concreto que toma el corte, finalmente la adherencia al cortante, relacionado con la capacidad de resistir efectos de cortante horizontal. La losa colaborante al no llevar acero para resistir el corte directamente, se acepta que el cortante será netamente tomado por la losa de concreto y se obvia que la plancha pueda aportar una resistencia considerable al cortante, ver Figura 142. (Acero Deck, 2018)

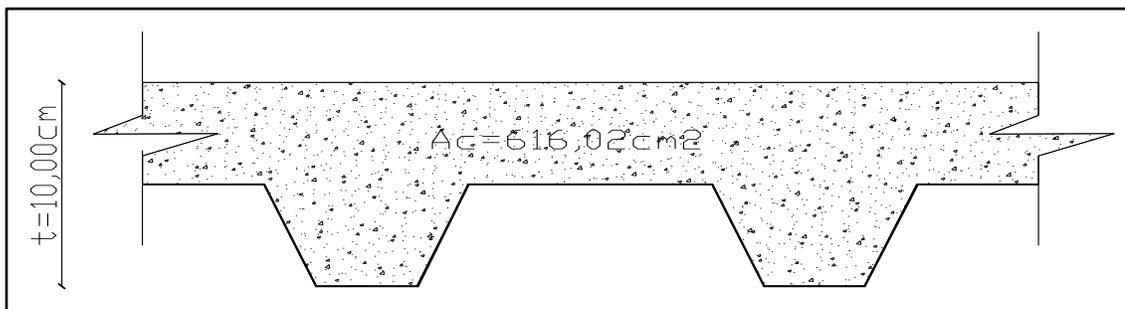


Figura 142. Área contribuyente para cortante, losa colaborante Steel Deck. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$V_n = 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_c \quad (\text{Ec. 87})$$

$$V_n = 0.53 * \sqrt{240.00} * 616.02$$

$$V_n = 5057.97 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.85 * V_n \quad (\text{Ec. 88})$$

$$\phi V_n = 4299.28 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{WD_{sd} * l_{sd}}{2} + \frac{WL_{sd} * l_{sd}}{2} \quad (\text{Ec. 89})$$

$$V_u = \frac{320.00 * 1.07}{2} + \frac{1940.00 * 1.07}{2}$$

$$V_u = 1209.10 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$1209.10 \leq 4299.28$$

$$1209.10 \text{ Kg} < 4299.28 \text{ Kg} \quad \text{Cumple la condición}$$

Donde:

“Ac” es el área contribuyente para resistir cortante en cm².

“Vu” es el cortante último en kg.

“Vn” es el cortante nominal en kg.

“ ϕ ” es el coeficiente de reducción por cortante para losa colaborante 0.85.

5.2.2. Diseño de las vigas en hormigón armado

En el presente apartado se detalla el procedimiento matemático para el cálculo de acero de refuerzo requerido en las vigas de hormigón armado para la estructura mixta.

5.2.2.1. Diseño a flexión en hormigón armado

A continuación se muestra el proceso de cálculo de acero de refuerzo a flexión para las vigas del pórtico 2 correspondiente al primer piso, ver Figura 143.

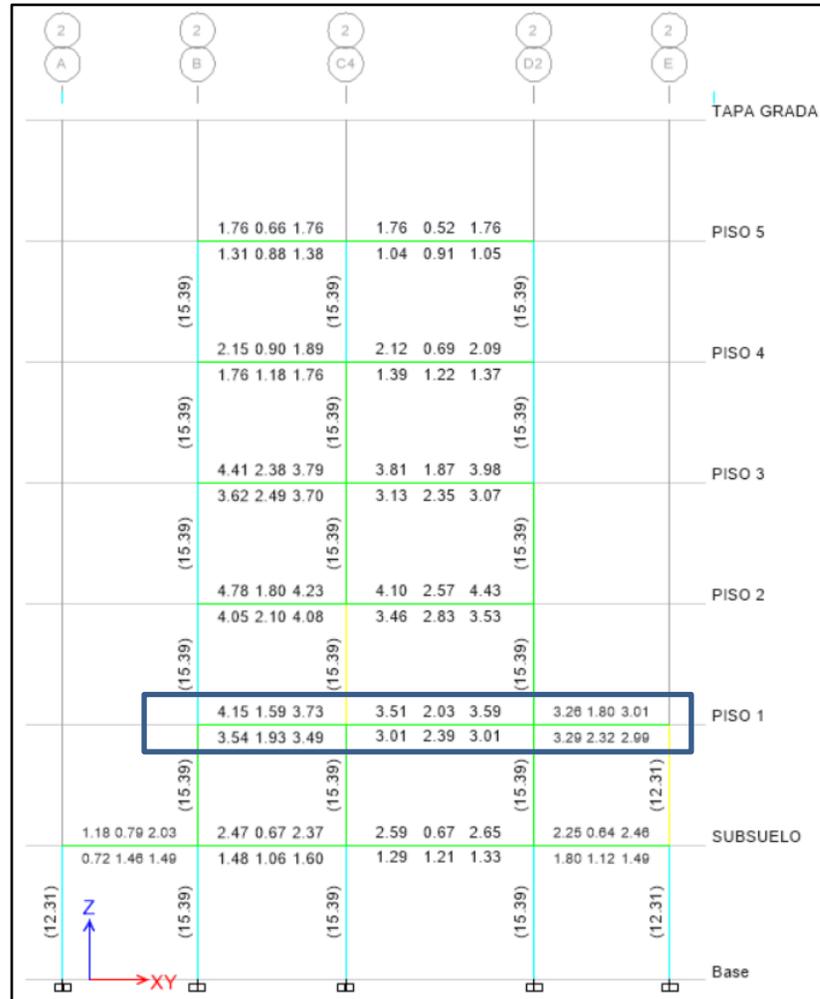


Figura 143. Cantidades de acero de refuerzo por flexión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

En la 143 se observa las cantidades de acero de refuerzo a flexión a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

Dimensiones de la viga

La viga del primero piso cuenta con tres vanos, la cual tiene como dimensiones 25x40cm, en el presente estudio se realiza el ejemplo de cálculo para la viga con luz más crítica siendo esta la del vano número dos con una luz igual a 4.20m, en la Tabla 134 se describen los datos de la geometría de la sección a ser analizada.

Tabla 134. Secciones de viga, vano 2 del pórtico 2. Estructura mixta

Variable	Apoyo derecho	Vano	Apoyo izquierdo
b (cm)	25.00	25.00	25.00
h (cm)	40.00	40.00	40.00
r (cm)	4.00	4.00	4.00
d (cm)	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Dónde:

“b” es la base de la viga.

“h” es la altura de la viga.

“r” es el recubrimiento de la viga.

“d” es el peralte efectivo de la viga.

“ ϕ ” es el factor de reducción de resistencia.

Diseño a flexión para momento negativo en vigas

Para el diseño a flexión para momento negativo en vigas se ha obtenido los valores correspondientes a la envolvente de diseño y de esta forma calcular el acero de refuerzo, estos resultados son presentados en la Tabla 135.

Tabla 135. Diseño a flexión para momento negativo, vano 2 pórtico 2. Estructura mixta

Variable	Apoyo derecho	Vano	Apoyo izquierdo
Mu(-)(Kg*m)	4384.3	0.00	4482.2
ρ	0.37%	0.00%	0.38%
Rn (kg/cm)	15.04	0.00	15.37
As (cm ²)	3.35	0.00	3.43
As. Min. (cm ²)	3.00	3.00	3.00
As. pro. (cm ²)	3.35	3.00	3.43

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Dónde:

“Mu (-)” es el momento ultimo negativo por envolvente critica.

“ρ” es la cuantía del acero de refuerzo calculado.

“Rn” es la expresión para simplificación de cálculo.

“As calc.” es el acero de refuerzo calculado.

“As. min.” es el acero de refuerzo mínimo.

“As. pro.” es el acero de refuerzo provisto.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$Rn = \frac{4384.30 * 100}{0.90 * 25.00 * 36.00^2}$$

$$Rn = 15.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right) * 100\%$$

$$\rho = \frac{0.85 * 240}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.04}{0.85 * 240}} \right) * 100\%$$

$$\rho = 0.37\%$$

$$As. \text{ cal.} = \rho * b * d$$

$$As. \text{ cal.} = 0.37\% * 25.00 * 36.00$$

$$As. \text{ cal.} = 3.35 \text{ cm}^2 \approx 3.51 \text{ cm}^2$$

$$As. \text{ min.} = 14/fy * b * d$$

$$As. \text{ min.} = 14/fy * 25.00 * 36.00$$

$$As. \text{ min.} = 3.00 \text{ cm}^2$$

As. cal. > As. min.

As. pro. = 3.35 cm²

Diseño a flexión para momento negativo en positivo en vigas

Para el diseño a flexión para momento positivo en vigas se ha obtenido los valores correspondientes a la envolvente de diseño y de esta forma calcular el acero de refuerzo, estos resultados son presentados en la Tabla 136.

Tabla 136. Diseño a flexión para momento positivo, vano 2 pódico 2. Estructura mixta

Variable	Apoyo derecho	Vano	Apoyo izquierdo
Mu(+) (kg*m)	3540.98	493.96	3427.97
ρ	0.30%	0.04%	0.29%
Rn (kg/cm)	12.14	1.69	11.76
As (cm ²)	2.68	0.36	2.60
As. Min. (cm ²)	3.00	3.00	3.00
As. pro. (cm ²)	3.00	3.00	3.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Mu (+)” es el momento ultimo positivo por envolvente critica.

“ρ” es la cuantía del acero de refuerzo calculado.

“Rn” es la expresión para simplificación de cálculo.

“As calc.” es el acero de refuerzo calculado.

“As. min.” es el acero de refuerzo mínimo.

“As. pro.” es el acero de refuerzo provisto.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$Rn = \frac{35040,98 * 100}{0,90 * 25,00 * 36,00^2}$$

$$Rn = 12,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) * 100\%$$

$$\rho = \frac{0,85 * 240}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15,04}{0,85 * 240}} \right) * 100\%$$

$$\rho = 0,30\%$$

$$As. cal. = \rho * b * d$$

$$As. cal. = 0,30\% * 25,00 * 36,00$$

$$As. cal. = 3,00 \text{ cm}^2$$

$$As. min. = 14/fy * b * d$$

$$As. min. = 14/fy * 25,00 * 36,00$$

$$As. min. = 3,00 \text{ cm}^2$$

$$As. cal. > As. min.$$

$$As. pro. = 3,00 \text{ cm}^2$$

5.2.2.2. *Diseño a corte de vigas por capacidad*

En el presente apartado se muestra el proceso de cálculo de acero de refuerzo a corte por capacidad para las vigas del pórtico 2 correspondiente al primer piso debido a que se tiene que considerar que en los extremos de la viga se produce una doble curvatura que provocan solicitaciones hiperestáticas, ver Figura 144. Los demás cálculos se podrán ver en los anexos respectivos.

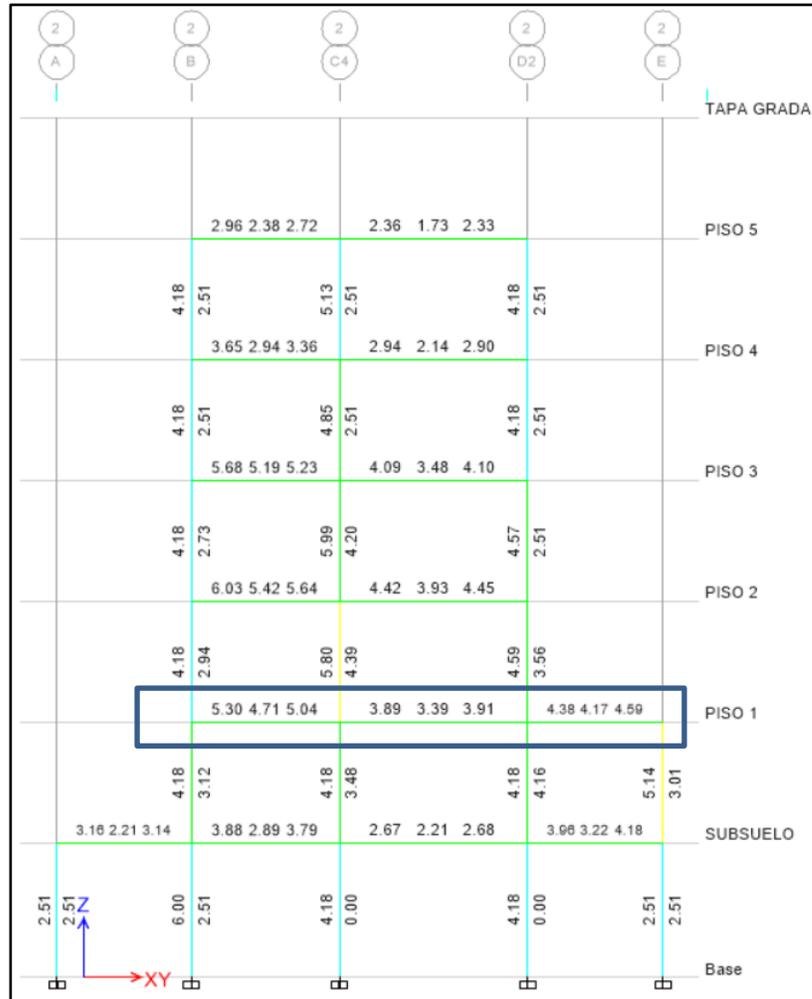


Figura 144. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

En la 144 se observa las cantidades de acero de refuerzo a corte a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

La Tabla 137 muestra los resultados obtenidos correspondientes a la separación de estribos de la viga analizada.

Tabla 137. Separación de estribos de viga. Estructura mixta

Variable	Apoyo derecho	Vano 2	Apoyo izquierdo
Vu (Kg)	3186.19	-	3217.83
Estribos	1.00	-	1.00
Ø (mm)	10.00	-	10.00
#Ramales	2.00	-	2.00
S conf. (cm)	9.00	-	9.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Vu” es el cortante último por envolvente crítica.

“Ø” es el diámetro del estribo para refuerzo por cortante.

“#Ramales” es el número de ramales.

“S conf.” es el espaciamiento requerido por norma.

$$s \text{ conf} < \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 8 * \varnothing \text{ longitudinal} \\ 24 * \varnothing \text{ estribo} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s \text{ conf} < \left\{ \begin{array}{l} 8.50\text{cm} \\ 16.00\text{cm} \\ 24.00\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s \text{ conf} = 8.50\text{cm} \approx 9.00\text{cm}$$

Con los datos presentados anteriormente, se procede a las verificaciones para corte por capacidad de la viga analizada y de esta forma obtener el acero a corte, los resultados para dicha verificación y cálculo se presentan en la Tabla 138.

Tabla 138. Diseño de corte por capacidad de viga. Estructura mixta

Variable	Apoyo derecho	Vano 2	Apoyo izquierdo
As (-) cm2	3.35	-	3.43
As (+) cm2	3.00	-	3.00
Mp(-) (Kg*m)	6028.65	-	6161.76
Mp(+)(Kg*m)	5426.80	-	5426.80
Vp (Kg)	3460.86	-	3501.08
Vp (Kg)	-	3501.08	-
Vcm (Kg)	783.06	-	824.31
Va (Kg)	704.75	-	741.88
Vu (Kg)	4205.83	-	4242.96
Vc (Kg)	0.00	-	0.00
Av (cm2)	3.71	-	3.74

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Mp” es el momento probable.

“Vp” es el cortante probable hiperestático.

“Vcm” es el cortante por carga muerta.

“Va” es el cortante isostático.

“Vu” es el cortante por capacidad.

“Vc” es el cortante ocupado por el concreto.

“Av” es el acero de refuerzo para cortantes por capacidad.

$$a = \frac{As(\pm) * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{3.35 * 1.25 * 4200}{0.85 * 240 * 25.00}$$

$$a(-) = 3.45 \text{ cm}$$

$$a(-) = 3.53 \text{ cm}$$

$$a(+) = 3.09$$

$$a(+) = 3.09$$

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

$$M_p(\pm) = 1.25 * 3.35 * 4200 * \left(36.00 - \frac{3.45}{2}\right)$$

$$M_p(-) = 6028.65 \text{ kg} - \text{m} \quad M_p(-) = 6161.76 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_p(+) = 5426.80 \text{ kg} - \text{m} \quad M_p(+) = 5426.80 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_p = \left(\frac{M_i(-) + M_j(+)}{l}; \frac{M_i(+) + M_j(-)}{l}\right)$$

$$V_p = \left(\frac{6028.65 + 5426.80}{4.20}; \frac{5426.80 + 6161.76}{4.20}\right)$$

$$V_p = (3460.86 \text{ kg}; 3501.08 \text{ kg})$$

$$V_p = 3501.08 \text{ kg}$$

$$V_{cm} = 783.06 \text{ kg} \quad V_{cm} = 824.31 \text{ kg}$$

$$V_a = 0.75 * 1.20 * V_{cm}$$

$$V_a = 0.75 * 1.20 * 783.06$$

$$V_a = 704.75 \text{ kg} \quad V_a = 741.88 \text{ kg}$$

$$V_u = V_a + V_p$$

$$V_u = 704.75 + 3501.08$$

$$V_u = 4205.83 \text{ kg} \quad V_u = 4242.96 \text{ kg}$$

$$V_p \geq 0.50 * V_u; V_c = 0$$

$$3501.08 \geq 0.50 * 4205.83$$

$$3501.08 > 2102.91$$

$$V_c = 0.00 \text{ Kg} \quad V_c = 0.00 \text{ Kg}$$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_v = \frac{\frac{4205.83}{0.75} - 0}{4200 \cdot 36.00}$$

$$A_v = 0.0371 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_v = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 3.74 \text{ cm}^2$$

5.2.3. Diseño de viguetas en acero estructural

Las vigas de acero estructural pueden ser analizadas de dos formas, como: vigas no compuestas o vigas compuestas. En el primer caso las vigas no compuestas son aquellas que soportan la losa de concreto sin ningún medio para transferir los esfuerzos de corte horizontal entre dichos elementos, es decir que la sección de acero estructural y de la losa de concreto trabajan por separado; en tanto que las vigas compuestas son aquellas que logran una gran resistencia al trabajar en conjunto, formando un elemento compuesto, misma que puede llegar a soportar un incremento de carga del 33% al 50% más de las vigas no compuestas (McCormac, Jack; Csernak, Stephen, 2012).

Las vigas o secciones compuestas a su vez pueden ser clasificados en: sección embebida en la losa de concreto (a) y sección con conectores de cortante (b), como se muestra en la Figura 145.

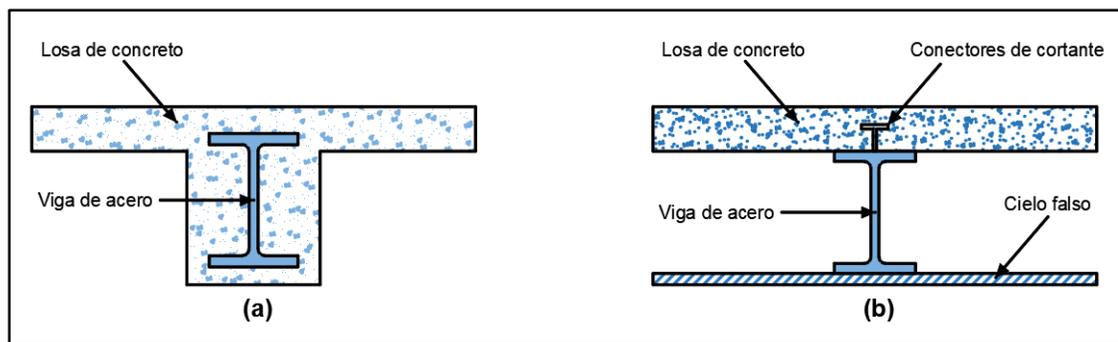


Figura 145. Tipos de secciones compuestas.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para el presente trabajo se diseñará las viguetas de acero estructura como vigas de sección compuesta con conectores de cortante, lo cual resulta más económico. Además entre las ventajas de la sección compuesta se encuentra que esta aprovecha la alta resistencia a la compresión del concreto brindada por la losa, permitiendo que de esta manera las vigas de acero estructural trabajen en mayor porcentaje a tensión, formándose de esta manera un sistema idealizado. (McCormac, Jack; Csernak, Stephen, 2012).

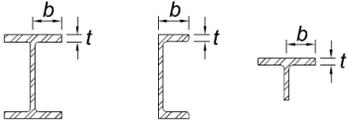
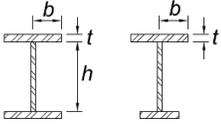
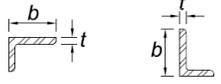
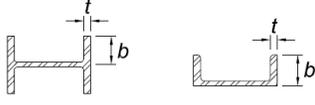
5.2.3.1. Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión

Para los miembros sometidos a esfuerzos flectores, de acuerdo a ANSI/AISC 341-10, las secciones se pueden dividir en tres grupos, de acuerdo a las siguientes condiciones:

- **“Secciones compactas:** las alas están vinculadas en forma continua con el alma o las almas y todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor λ_p .
- **Secciones no compactas:** todos los elementos comprimidos cumplen que la relación anchura-espesor no excede el valor de λ_r .
- **Secciones con elementos esbeltos:** al menos un elemento comprimido cumple que la relación anchura-espesor es mayor que λ_r .” (American Institute of Steel Construction, 2016).

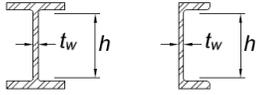
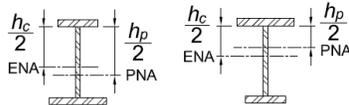
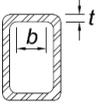
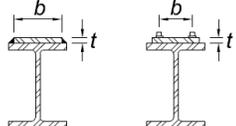
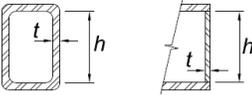
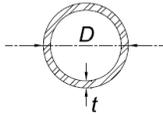
Para (American Institute of Steel Construction, 2016), indica las siguientes tablas para elementos no atiesados y elementos atiesados, ver Tabla 139 y Tabla 140.

Tabla 139. Razones ancho – espesor de elementos en compresión de miembros en flexión para elementos no atiesados.

	Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo
				λ_p (compacta / no compacta)	λ_r (esbelto / no esbelto)	
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	
	12	Alas de ángulos simples.	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes.	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

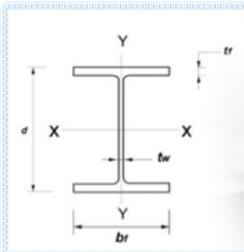
Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Tabla 140. Razones ancho – espesor de elementos en compresión de miembros en flexión para elementos atiesados

	Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo
				λ_p (compacta / no compacta)	λ_r (esbelto / no esbelto)	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09)^2} \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Tubos circulares.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Para la estructura mixta analizada se utilizó viguetas de acero estructural comerciales IPE, mismas que al ser analizadas cumplen los requerimientos normados para miembros flexionados, es decir que son elementos compactos como se muestra en el siguiente ejemplo de cálculo de una viga IPE 120, cuyos datos correspondientes a la sección son obtenidos del catálogo de Novacero, ver Figura 146.



Descrip.	Peso	Área	Dimensiones			
			Altura	Alas	Alma	
IPE	P	A	d	bf	tf	tw
	kg/m	cm ²	Mm			
IPE 80	6	7,64	80	46	5,2	3,8
IPE 100	8,1	10,3	100	55	5,7	4,1
IPE 120	10,4	13,2	120	64	6,3	4,4
IPE 140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7
IPE 160	15,8	20,1	160	82	7,4	5
IPE 180	18,8	23,9	180	91	8	5,3
IPE 200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6
IPE 240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2
IPE 300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1

Figura 146. Especificaciones técnicas de perfiles laminados en caliente IPE.
Fuente: (NOVACERO, 2018)

Ala: caso 10 de elementos no atiesados.

$$\frac{b}{t} = \frac{32 \text{ mm}}{6.3 \text{ mm}} = 5.08 \quad (\text{Ec. 90})$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 10.79$$

Verificación: $\frac{b}{t} < \lambda_p \rightarrow$ ala compacta

Alma: caso 15 de elementos atiesados.

$$\frac{h}{tw} = \frac{107.4 \text{ mm}}{4.4 \text{ mm}} = 24.41 \quad (\text{Ec. 91})$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 106.72$$

Verificación: $\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow$ alma compacta

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 161.78 \quad (\text{Ec. 92})$$

Verificación: $\frac{h}{tw} < \lambda_r \rightarrow$ sección no esbelta

De acuerdo a (American Institute of Steel Construction, 2016), cuando se verifica que la sección analizada es una sección compuesta y no esbelta, no se deben considerar los estados límites vinculados al pandeo local.

5.2.3.2. *Determinación del ancho efectivo*

Para miembros sometidos a flexión se normaliza que: “El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

- (a) Un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;
- (b) Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente; o
- (c) La distancia al borde de la losa.” (American Institute of Steel Construction, 2016)

Para el ejemplo de cálculo se utilizará un paño del piso 5 entre los ejes literales B – C y ejes numerales 4 – 5, como se muestra en la Figura 147.

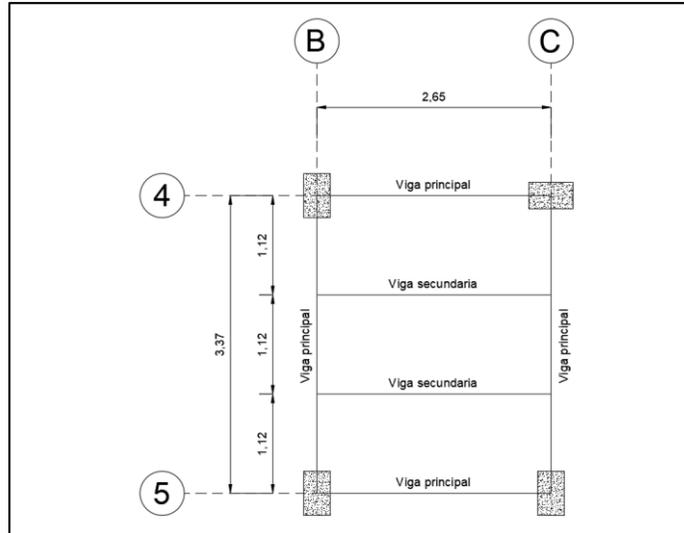


Figura 147. Vista en planta de la colocación de vigas secundarias o viguetas.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Por lo expresado anteriormente para la determinación del ancho efectivo de la viga secundaria o vigueta se determina en función de las condiciones propuestas por ANNSI/AISC 360-16.

Viga Secundaria

- a) Ancho efectivo a la izquierda de la viga secundaria (b_{ei}).

$$\frac{b_{oi}}{2} = \frac{1.12}{2} = 0.56 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{2.65}{8} = 0.33 \text{ m}$$

Tomando el menor valor, $b_{ei} = 0.33 \text{ m}$

- b) Ancho efectivo a la derecha de la viga secundaria (b_{ed}).

$$\frac{b_{oi}}{2} = \frac{1.12}{2} = 0.56 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{2.65}{8} = 0.33 \text{ m}$$

Tomando el menor valor, $b_{ed} = 0.33 \text{ m}$

c) Ancho efectivo total (b_{eff}).

$$b_{eff} = b_{ei} + b_{ed} = 0.33 + 0.33 = 0.66 \text{ m}$$

La Figura 148 indica un esquema referido al ancho efectivo correspondiente al ejemplo de cálculo realizado.

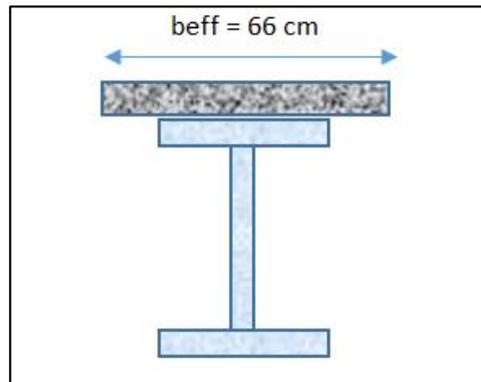


Figura 148. Ancho efectivo de viga de acero estructural.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.3.3. Verificación de estados límites de resistencia

“La resistencia de diseño de la viga se determina considerando los estados límites últimos, que en general son:

- Fluencia (plastificación)
- Pandeo lateral – torsional
- Corte (incluyendo el pandeo local por corte).” (American Institute of Steel Construction, 2016)

Para el ejemplo de cálculo de los estados límites, se usará la misma viga secundaria con la cual se determinó el ancho efectivo.

a) Pandeo local: debido a que la viga secundaria analizada es una sección compacta, esta no requiere el chequeo de estado límite por pandeo local.

- b) **Pandeo lateral – torsional:** la viga secundaria al estar vinculada con la losa de concreto reforzada, trabajando como un elemento monolítico, no requiere del chequeo de pandeo lateral – torsional.
- c) **Fluencia:** el estado límite de fluencia para el presente caso si debe ser verificada, para determinar si la resistencia a flexión por capacidad de la sección es mayor a la resistencia a flexión última requerida.
- d) **Corte:** el estado límite de corte para el presente caso si debe ser verificada, para el efecto se debe considerar el área del alma [A_w].

Estado límite de fluencia

Para el chequeo del estado límite de fluencia es necesario tomar en consideración la ubicación del eje neutro plástico (PNA) misma que puede encontrarse en la losa de concreto, en el patín de la sección o en el alma de la misma. (McCormac, Jack; Csernak, Stephen, 2012)

La sección compuesta a ser analiza se presenta en la Figura 149.

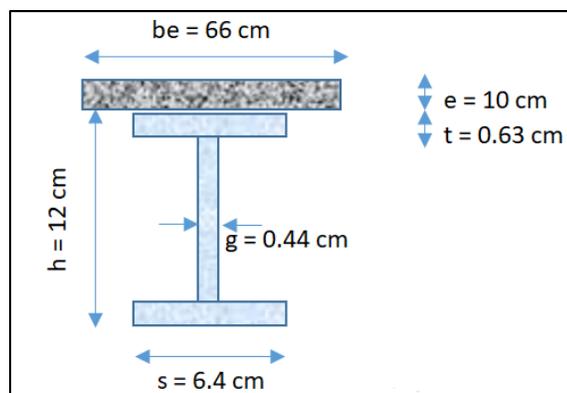


Figura 149. Sección IPE 120 correspondiente al piso 5 entre ejes B-C y 4-5.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 141 presenta los datos de materiales y esfuerzo a flexión a la que es sometida la sección analizada.

Tabla 141. Datos para verificación de estado límite a la fluencia. Estructura mixta

Materiales perfil IPE 120			
f'_c	240	kg/cm ²	Resistencia del hormigón
f_y	2536.37	kg/cm ²	Fluencia del acero estructural
A_s	13.2	cm ²	Área de la viga de acero
b_{eff}	66	cm	Ancho efectivo de la sección
M_u	0.66	t-m	Momento de solicitación última
ϕ	0.9	s.u.	Factor de reducción por flexión

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

De la tabla indicada los ejemplos de cálculo de los resultados mostrados son presentados a continuación. Para obtener la localización del eje neutro plástico (PNA) se procede de la siguiente manera:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b_e} \quad (\text{Ec. 93})$$

$$a = \frac{13.2 * 2536.37}{0.85 * 240 * 66}$$

$$a = 2.49 \text{ cm} \rightarrow \text{PNA en losa de concreto}$$

Conociendo la localización del PNA, se procede a determinar el momento plástico [Mp].

$$M_n = M_p = A_s * f_y * \left(\frac{h}{2} + e - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 94})$$

$$M_n = M_p = 13.2 * 2536.37 * \left(\frac{12}{2} + 10 - \frac{2.49}{2} \right)$$

$$M_n = M_p = 4.94 \text{ t - m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$0.66 \leq 4.45 \rightarrow \text{Verifica por fluencia}$$

Si la capacidad a flexión de la sección es significativamente mayor que la resistencia requerida, puede reducirse la sección siempre y cuando no altere la rigidez lateral de los pórticos para controlar derivas de piso y deflexiones excesivas. (McCormac, Jack; Csernak, Stephen, 2012)

Estado límite de corte

El chequeo del estado límite a corte se lo determina en función del área del alma de la sección. Los datos de los materiales, sección del alma y esfuerzo a corte son presentados en la Tabla 142.

Tabla 142. Datos para verificación de estado límite a corte. Estructura mixta

Materiales perfil IPE 120			
f_c	240	kg/cm ²	Resistencia del hormigón
f_y	2536.37	kg/cm ²	Fluencia del acero estructural
A_w	0.44	cm	Base de alma
C_v	12	cm	Peralte de alma
V_u	1.00	t	Cortante de sollicitación última
ϕ	1.00	s.u.	Factor de reducción por corte

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

La resistencia de diseño por corte o capacidad de la sección se determina a partir de la siguiente expresión.

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v \quad (\text{Ec. 95})$$

$$V_n = 0.6 * 2536.37 * 0.44 * 12$$

$$V_n = 8.04 \text{ t}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$1.00 \leq 8.04 \rightarrow \text{Verifica por corte}$$

5.2.3.4. Verificación de las condiciones de servicio

La verificación de las condiciones de servicio permite realizar la comparación entre la flecha admisible de la sección y la flecha producida por la sección ante las condiciones de servicio obtenidos del análisis estructural, ver Tabla 150.

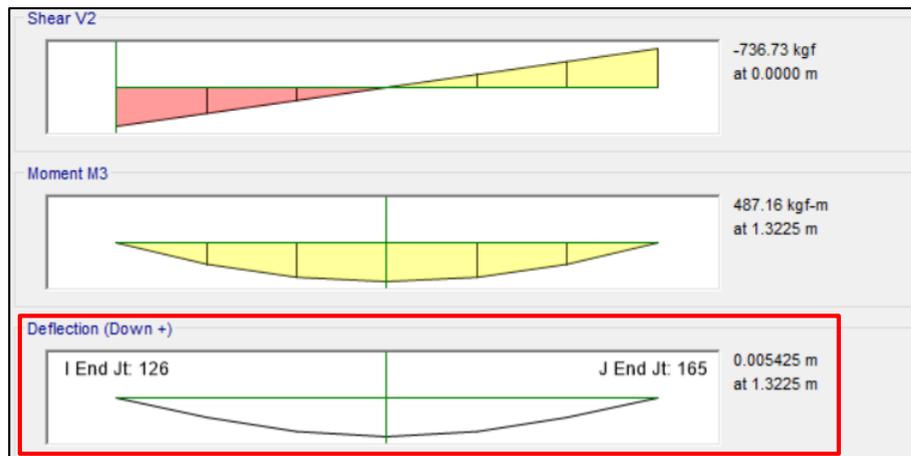


Figura 150. Deflexión de sección IPE 120 correspondiente al piso 5 entre ejes B-C y 4-5.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La deflexión máxima en condiciones de servicio es:

$$f = 5.43 \text{ mm}$$

La flecha debe ser comparada con la flecha admisible recomendada por norma, conociendo que a luz que cubre la viga secundaria es de 2.65 m.

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{2645}{300}$$

$$f_{\text{adm}} = 8.82 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$5.43 \leq 8.82 \rightarrow \text{Verifica por condición de servicio}$$

5.2.3.5. *Diseño de conectores de cortante*

Los conectores de corte son los que permiten el trabajo conjunto entre la losa de concreto reforzado y la viga de acero estructural formando de esta manera una sección compuesta. En la construcción tres son los tipos más identificados de conectores para cortante utilizados, como son:

- Conector tipo canal laminado en caliente
- Conector tipo gancho cerrado de varillas corrugadas.
- Conector tipo Stud.

Cada uno de ellos con diferentes capacidades de resistencia, para el presente trabajo se empleará el conector tipo gancho cerrado de varillas corrugadas, ver Figura 151, y se plantea el ejemplo de cálculo con el mismo paño de losa analizado.

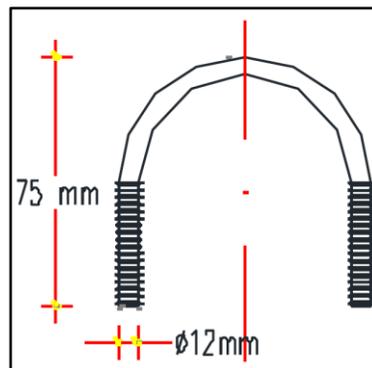


Figura 151. Conector de cortante tipo gancho cerrado.
Fuente: (Galán Burneo & Jaramillo Gutiérrez, 2012)

El procedimiento de diseño se basa en tres pasos:

- a) Determinación de la fuerza cortante horizontal.
- b) Determinación de la capacidad resistente del conector.
- c) Determinación del número de conectores y la separación entre los mismos.

Para el diseño de los conectores a cortante se dispone de los datos de la Tabla 143.

Tabla 143. Datos para diseño de conectores de corte. Estructura mixta

Datos para diseño de conectores			
Placa colaborante			
e = t _p	0.65	mm	Espesor de la placa colaborante
F'_{yL}	2536.37	kg/cm ²	Fluencia de la placa colaborante
h	5	cm	Altura de losa por encima de nervios
f'c	240	kg/cm ²	Resistencia del hormigón
E _c	209141.1	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del hormigón
L	2.99	m	Longitud de la viga secundaria
Viga de acero			
F _y	2536.37	kg/cm ²	Fluencia del acero estructural
b _{eff}	66.00	cm	Ancho efectivo de la sección
A _s	13.2	cm ²	Área de la viga de acero
Conector de cortante			
Ø varilla	12	mm	Diámetro de la varilla corrugada
A _{sc}	1.13	cm ²	Área de la varilla corrugada
f _y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero de refuerzo
p	1.00	s.u.	Grado de interacción

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

Las ecuaciones utilizadas para el procedimiento de diseño de los conectores de cortante fueron tomadas de la tesis de grado de (Galán Burneo & Jaramillo Gutiérrez, 2012).

Fuerza cortante horizontal que resiste el conector para momento positivo [Pt]

Previo a la obtención de la fuerza cortante horizontal se verifica una condición para placas con nervaduras perpendiculares a la viga de acero mediante la siguiente expresión:

$$0.85b_{\text{eff}} * h * f'c + F'_{yL} * b_{\text{eff}} * t_p \geq A_s * F_y \quad (\text{Ec. 96})$$

$$0.85 * 0.66 * 0.05 * 24 + 253.6 * 0.66 * 6.5 * 10^{-4} \geq 1.32 * 10^{-3} * 253.6$$

$$0.78 \geq 0.33 \rightarrow \text{Cumple}$$

Al cumplir la condición, la fuerza cortante horizontal ya puede ser calculada para el estado límite de fluencia en la sección de acero.

$$P_t = p * A_s * F_y \quad (\text{Ec. 97})$$

$$P_t = 1.00 * 1.32 * 10^{-3} * 253.6$$

$$P_t = 0.33 \text{ MN}$$

$$P_t = 33.65 \text{ toneladas}$$

Capacidad resistente del conector [Qn]

Los conectores de cortante tipo gancho cerrado de varillas corrugadas son los más utilizados en el Ecuador, para el efecto de cálculo para la estructura mixta se ha planteado la utilización de varillas de 12 mm con una longitud de 20 cm y altura de 7.5 cm.

$$Q_n = 0.5 * A_{s_c} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq A_{s_c} * f_y \quad (\text{Ec. 98})$$

$$Q_n = 0.5 * 1.13 * 10^{-4} * \sqrt{24 * 2.09 * 10^4} \leq 1.13 * 10^{-4} * 420$$

$$Q_n = 0.040 \text{ MN}$$

$$Q_n = 4.08 \text{ toneladas}$$

Número de conectores [n]

El número de conectores es determinado a partir de la relación de la fuerza cortante horizontal y la capacidad resistente del conector, procurando una distribución uniforme y simétrica en la luz de la viga secundaria.

$$n = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{0.33}{0.040} = 8 \text{ conectores}$$

Se colocarán 8 conectores con una separación de 33 cm cada uno, es decir que estará colocado un conector en cada valle de la placa colaborante.

5.2.4. Diseño de columnas

En el presente apartado se detalla el procedimiento matemático para el cálculo de acero de refuerzo de las columnas de la edificación en estructura mixta.

5.2.4.1. Diseño a flexo-compresión en columnas

Se presenta a continuación el proceso de cálculo de acero de refuerzo a flexo-compresión para las columnas del pórtico 2 en subsuelo, ver Figura 152.

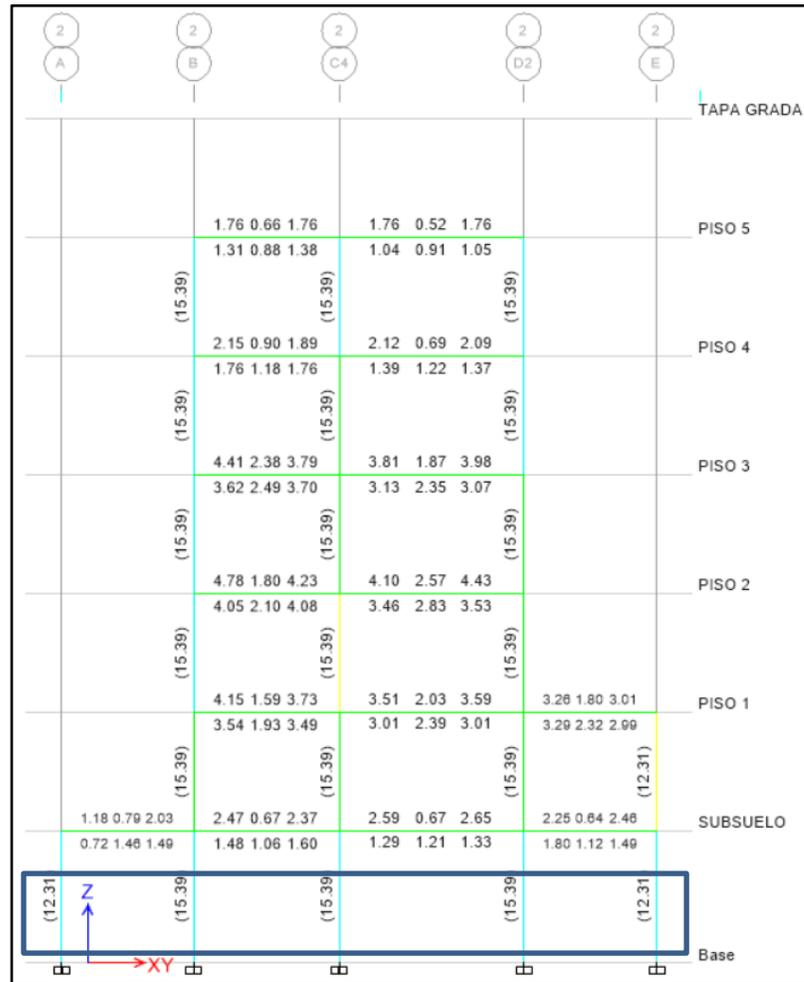


Figura 152. Cantidades de acero de refuerzo por flexo-compresión en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

En la figura 152 se observa las cantidades de acero de refuerzo a flexo-compresión a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

Dimensiones de la columna

Se dispone de cinco columnas en subsuelo correspondiente al pórtico 2, en el presente estudio se realiza el ejemplo de cálculo para la columna más crítica la cual está determinada en función de la mayor área cooperante, siendo esta la ubicada en el eje C4 con dimensiones de 30x50cm y luz libre de columna $l_n=3,00\text{m}$. La Tabla 144 describe los datos de la geometría de la sección a ser analizada.

Tabla 144. Sección de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta

Variable	Dimensión	Variable	Dimensión
b (cm)	30.00	r (cm)	3.50
h (cm)	50.00	l_n (cm)	3.00

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“b” es la base de la columna.

“h” es la altura de la columna.

“r” es el recubrimiento mínimo según normativa.

“ l_n ” es la luz libre de la columna.

Para el diseño a flexo – compresión en la columna analizada se han obtenido los resultados para el acero de refuerzo longitudinal de la columna así como la cuantía asumida y calculada como se muestra en la Tabla 145.

Tabla 145. Diseño a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta

Variable	Columna 30x50
ρ . asum (%)	1.00%
As. cal. (cm ²)	15.00
\emptyset (mm)	14.00
#varillas	10.00
As. colc. (cm ²)	15.39
ρ . cal (%)	1.03%

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“ ρ asum.” es la cuantía de acero de refuerzo asumido por normativa.

“As. calc.” es el acero de refuerzo a flexo-compresión calculado.

“ \emptyset ” es el diámetro de la varilla a utilizar para el diseño.

“As. colc.” es el acero de refuerzo a flexo-compresión colocado.

“ ρ . calc.” es la cuantía de acero de refuerzo calculado.

$$1\% \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 3\%$$

$$\rho \text{ asum} = 1\%$$

$$A_g = b * h$$

$$A_g = 30.00 * 50.00$$

$$A_g = 1500\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ calc} = \rho \text{ asum} * A_g$$

$$A_s \text{ calc} = 1\% * 1500.00$$

$$A_s \text{ calc} = 15.00\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ calc} = 10 \emptyset 14\text{mm}$$

$$A_s \text{ calc} = 10 * \frac{\pi * \left(\frac{14}{10}\right)^2}{4}$$

$$A_s \text{ calc} = 15.39 \text{cm}^2$$

$$\rho \text{ calc} = \frac{A_s \text{ calc}}{A_g} * 100\%$$

$$\rho \text{ calc} = \frac{15.39}{1500.00} * 100\%$$

$$\rho \text{ calc} = 1.03\%$$

Se realiza el chequeo de capacidad de las columnas a flexo-compresión a través del uso de diagramas de interacción presentados por el ACI, cuyos resultados son expresados en la Tabla 146.

Tabla 146. Chequeo a flexo-compresión de la columna pórtico 2 eje C4. Estructura mixta

Variable	Columna 30x50
d1(cm)	4.20
Pu(T)	78.94
Mux(Tm)	-1.50
Muy(Tm)	2.23
ex(cm)	2.82
ey(cm)	1.90
e/h	0.06
γ	0.83
Rn	0.02

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“d1” es la distancia de la fibra extrema de compresión hacia el acero de refuerzo.

“Pu” es la carga axial máxima por envolvente crítica.

“Mux” es el momento ultimo máximo en el eje x por envolvente crítica.

“Muy” es el momento ultimo máximo en el eje y por envolvente crítica.

“ex” es la excentricidad en el eje x.

“ey” es la excentricidad en el eje y.

“Y y Rn” son coeficientes de cálculo para el diagrama de interacción en el eje x.

$$d1 = r + \frac{\emptyset \text{long}}{2}$$

$$d1 = 3.50\text{cm} + \frac{14.00}{2 * 10}$$

$$d1 = 4.20 \text{ cm}$$

$$ex = \frac{Muy}{Pu}$$

$$ex = \frac{2.23 * 100}{78.94}$$

$$ex = 2.82 \text{ cm}$$

$$ey = \frac{Mux}{Pu}$$

$$ey = \frac{-1.50 * 100}{92.10}$$

$$ey = -1.90 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{\max(\text{abs}(ex; ey))}{h}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{\max(\text{abs}2.82; -1.90)}{50.00}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{2.82}{50.00} = 0.06$$

$$Y = \frac{h - 2 * d1}{h}$$

$$Y = \frac{50.00 - 2 * 4.20}{50.00} = 0.83$$

$$R_n = \frac{P_u * e}{\theta * f'_c * A_g * h}$$

$$R_n = \frac{78.94 * 1000 * 2.82}{0.65 * 240 * 1500.00 * 50}$$

$$R_n = 0.020$$

Interpolamos los diagramas para calcular el valor de K_n (coeficientes de cálculo para el diagrama de interacción en el eje y), realizamos la interpolación entre R4-60.8 y R4-60.9, estos diagramas se muestran en la Figura 153 y Figura 154 respectivamente.

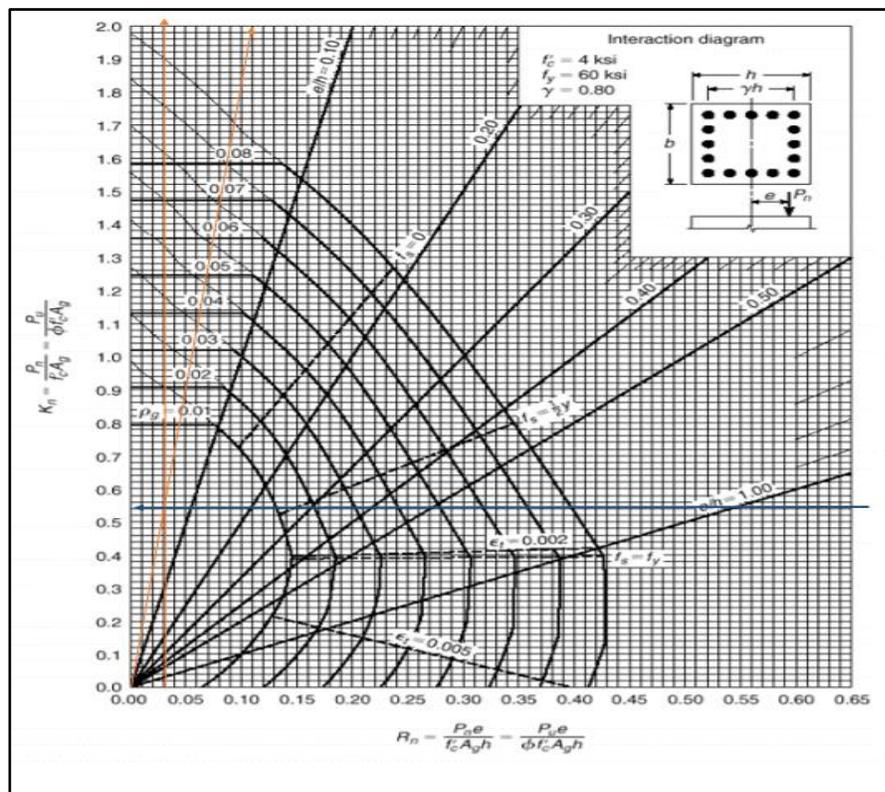


Figura 153. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.42$.

Fuente: American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

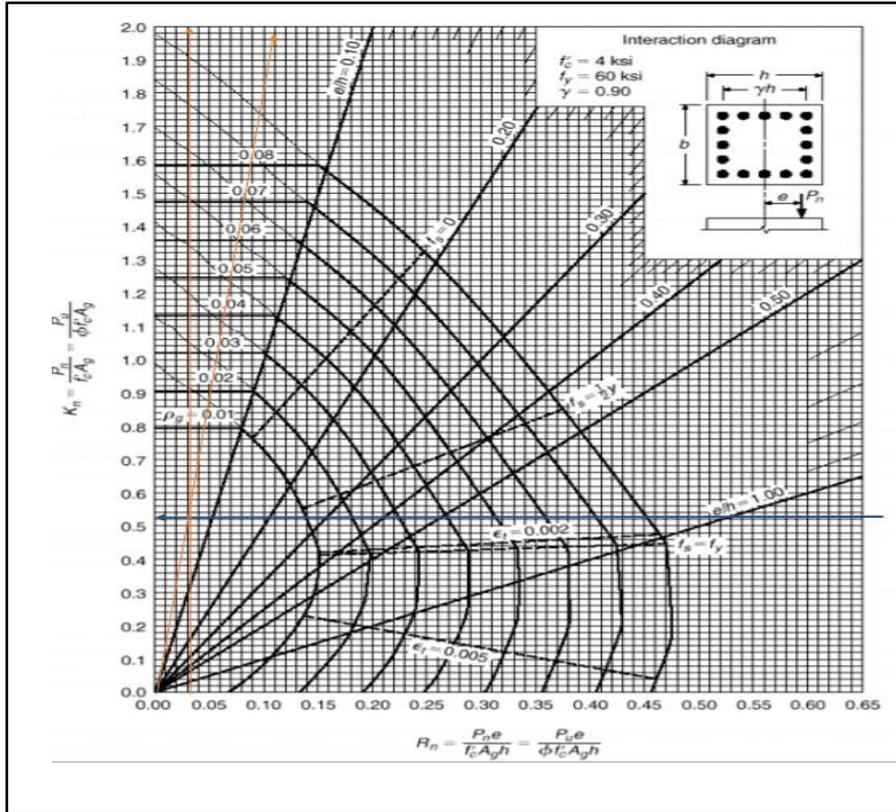


Figura 154. Diagrama de interacción para columnas R4-60.8 $K_n=0.39$.
 Fuente: American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

A continuación se presentan los ejemplos de cálculo para la obtención del coeficiente K_n , así como las verificaciones a carga axial y a flexión de la columna.

$$K_n = \text{Abs} \left(\frac{K_n(R4 - 60.8) - (K_n(R4 - 60.8) - K_n(R4 - 60.9))}{(\gamma(R4.60.8) - \gamma(R4.60.9)) * (\gamma(R4.60.8) - \gamma)} \right)$$

$$K_n = \text{Abs} \left(\frac{0.54 - (0.54 - 0.52)}{(0.44 - 0.43) * (0.44 - 0.83)} \right)$$

$$K_n = 0.534$$

$$K_n = \frac{P_n * e}{f'c * A_g * h}$$

$$0.534 = \frac{P_n * 2.23}{240 * 1500.00 * 50}$$

$$\theta P_n = 124.86 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$124.86 \geq 78.94 \rightarrow \text{Cumple capacidad axial}$$

$$\phi M_n = \phi P_n * e$$

$$\phi M_n = 124.86 * 2.23 * 0.01$$

$$\phi M_n = 3.53 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$3.53 \geq 2.23 \rightarrow \text{Cumple capacidad a flexion}$$

$$\text{eficiencia de la columna} = \frac{2.23 \text{ Ton} * \text{m}}{3.53 \text{ Ton} * \text{m}} * 100\% = 63\%$$

5.2.4.2. *Diseño a corte en columnas*

En el presente apartado se indica el ejemplo de cálculo de acero de refuerzo a corte para las columnas del pórtico 2 correspondiente al subsuelo, ver Figura 155. Los demás cálculos se podrán ver en los anexos respectivos.

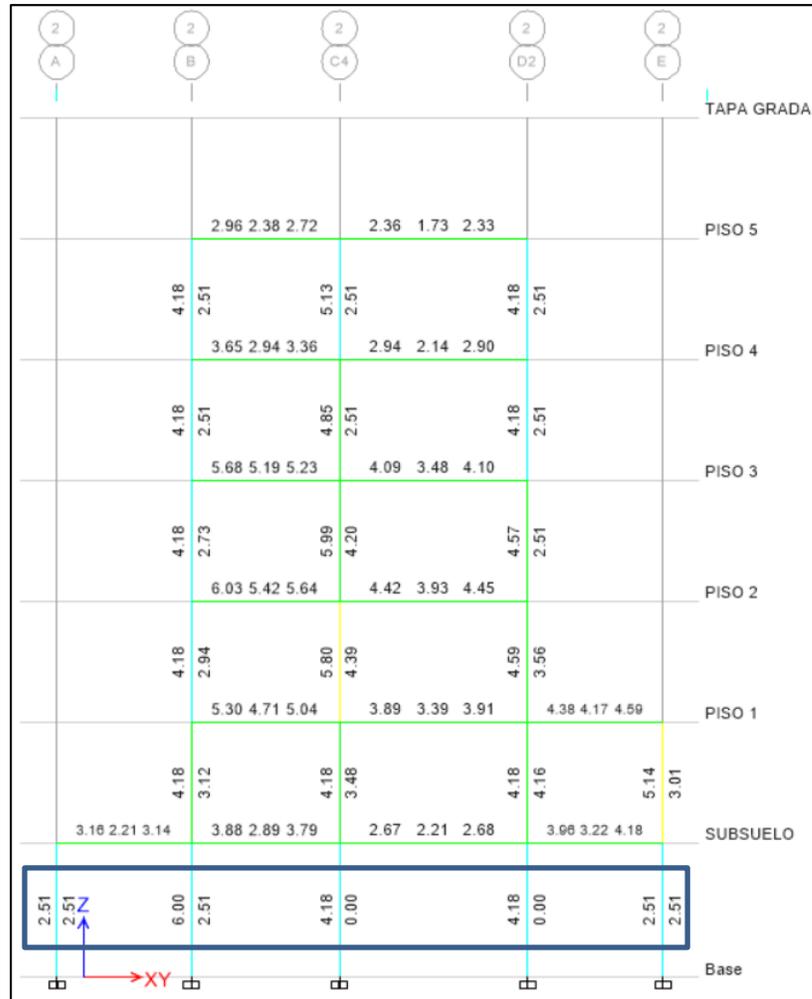


Figura 155. Cantidades de acero de refuerzo por cortante en ETABS, pórtico eje 2. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

En la figura 155 se observa las cantidades de acero de refuerzo a corte a través de los cálculos del programa de análisis estructural Etabs v.16, los cuales son comparados con los cálculos manuales realizados en hojas de cálculo Excel.

La Tabla 147 muestra los resultados obtenidos correspondientes a la separación de estribos en las columnas, así como datos de la geometría de la columna.

Tabla 147. Separación de estribos en columna. Estructura mixta

Variable	Columna 30x50
Ln(cm)	300,00
Lo(cm)	50,00
hx(cm)	43,00
by(cm)	23,00
So1(cm)	8,40
So2(cm)	8,40

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“ln” es la luz libre de la columna.

“lo” es la luz de confinamiento en la columna.

“hx” es la altura de confinamiento de la columna.

“by” es la base de confinamiento de la columna.

“so1” es la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento.

“so1” es la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento,

“so2” es la separación de estribos dentro de la zona de confinamiento.

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/6 * ln \\ \max(b; h) \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/6 * 300.00 \\ \max(35.00; 50.00) \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo \geq \left\{ \begin{array}{l} 50.00cm \\ 50.00cm \\ 45cm \end{array} \right\}$$

$$lo = 50.00 \text{ cm}$$

$$hx = h - 2 * r$$

$$hx = 50.00 - 2 * 3.50$$

$$hx = 43.00 \text{ cm}$$

$$b_y = b - 2 * r$$

$$b_y = 35.00 - 2 * 3.50$$

$$b_y = 28.00\text{cm}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \emptyset \text{ longitudinal} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \frac{14}{10} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8.40\text{cm} \\ 15.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o1} = 8.40 \text{ cm}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \emptyset \text{ longitudinal} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 * \frac{14}{10} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8.40\text{cm} \\ 10.00\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$s_{o2} = 8.40 \text{ cm}$$

Obtenidos los resultados de la separación de estribos en columnas, la Tabla 148 muestra la obtención del acero de refuerzo a corte, indicando de igual manera el número de ramales requeridos en el diseño

Tabla 148. Diseño por cortante, columnas. Estructura mixta

Variable	Columna 30x50
Ag(cm2)	1500.00
Ach(cm2)	989.00
Ash (cm2)	3.20
ESTRIBO	
#Ramales	3.00
#Varillas	1.00
φ (mm)	12.00
Av/s E(cm2)	3.93
BINCHA	
#Varillas	1.00
φ (mm)	10.00
Av/s B(cm2/m)	0.79
Av/s B+E(cm2/m)	3.14
Av B+E(cm2)	26.39

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Donde:

“Ag” es el área bruta de hormigón.

“Ach” es el área interior confinada.

“Ash” es el área total del refuerzo transversal.

“Av/s” es el acero de refuerzo a cortante.

A continuación se presentan los ejemplos de cálculo para la obtención de la armadura a corte de la columna en análisis.

$$Ag = b * h$$

$$Ag = 30,00 * 50,00$$

$$Ag = 1500,00 \text{ cm}^2$$

$$Ach = by * hx$$

$$Ach = 23,00 * 43,00$$

$$A_{ch} = 989,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,30 * \frac{s * b_y * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{s * h_x * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{s * b_y * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1,00 \right) \end{array} \right\}$$

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30 * \frac{8,40 * 43,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1500,00}{989,00} - 1,00 \right) \\ 0,30 * \frac{8,40 * 23,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1500,00}{989,00} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{8,40 * 43,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1500,00}{989,00} - 1,00 \right) \\ 0,09 * \frac{8,40 * 23,00 * 240}{4200} * \left(\frac{1500,00}{989,00} - 1,00 \right) \end{array} \right\}$$

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 3,20 \\ 1,71 \\ 0,95 \\ 0,51 \end{array} \right\}$$

$$A_{sh} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} E = \#Ramales * \#Varillas * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} E = 3,00 * 1,00 * \frac{\pi * 1,2^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} E = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_v}{s} B = \#Varillas * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} B = 1,00 * \frac{\pi * 1,00^2}{4}$$

$$\frac{A_v}{s} B = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m} + 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B = 4,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_v}{s} E + \frac{A_v}{s} B \geq A_{sh}$$

4,18 > 2,81 cm² → Cumple el acero de refuerzo a corte colocado

La Figura 156 muestra el diagrama de interacción de la columna de 30 x 50 cm, permitiendo observar que las verificaciones de carga axial última y momento último se encuentran dentro del diagrama de flexo – compresión.

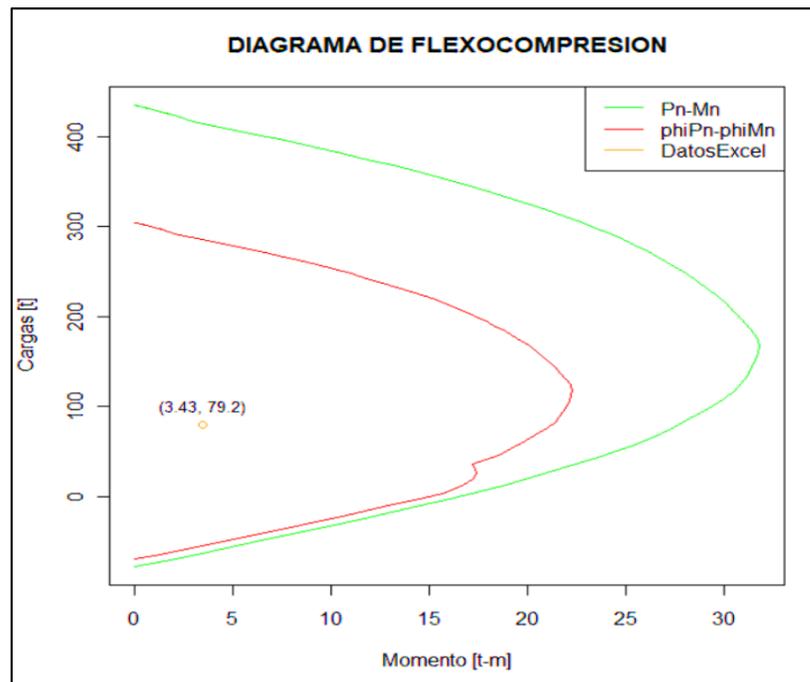


Figura 156. Diagrama de interacción columna de 35 x 50 cm. Estructura de mixta.
Fuente: R-Project, autores.

5.2.5. *Diseño de cimentación*

Para la evaluación técnica económica entre la estructura de hormigón armado y la estructura mixta se plantea el diseño de vigas de cimentación en las dos direcciones de sección T invertida, sección L y sección rectangular. A diferencia de la estructura de hormigón armado, para la estructura mixta existió disminución en sus secciones. En la Figura 157 se muestra una vista en 3D de la cimentación propuesta para la estructura mixta, misma que es similar a la mostrada en la estructura de hormigón armado.

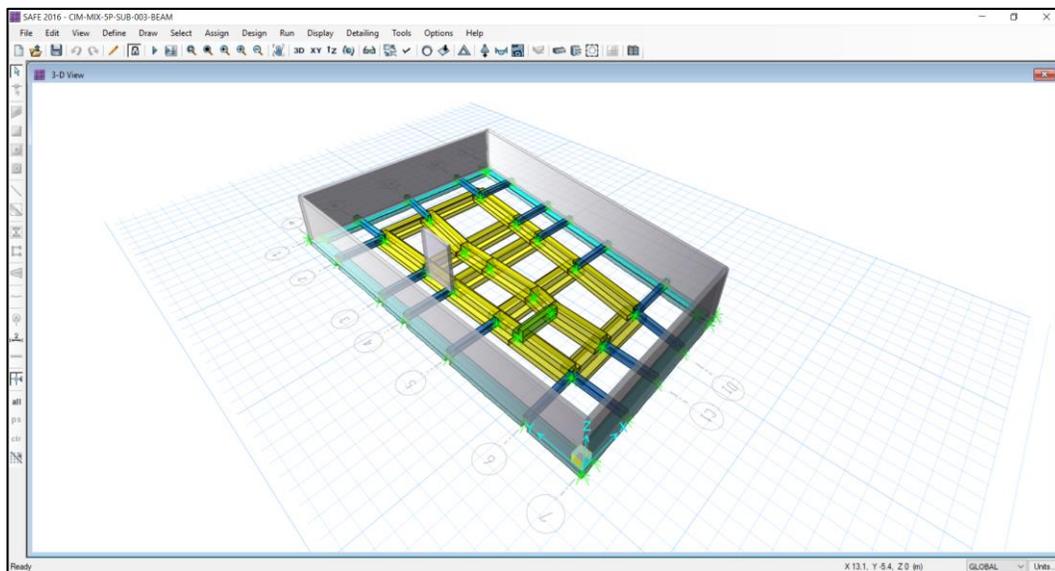


Figura 157. Cimentación de la estructura mixta.
Fuente: SAFE v.16

En el presente apartado se mostrará un ejemplo de cálculo para el diseño de la armadura tanto por flexión como por corte de una viga de cimentación de sección T correspondiente al eje 5, ver Figura 158.

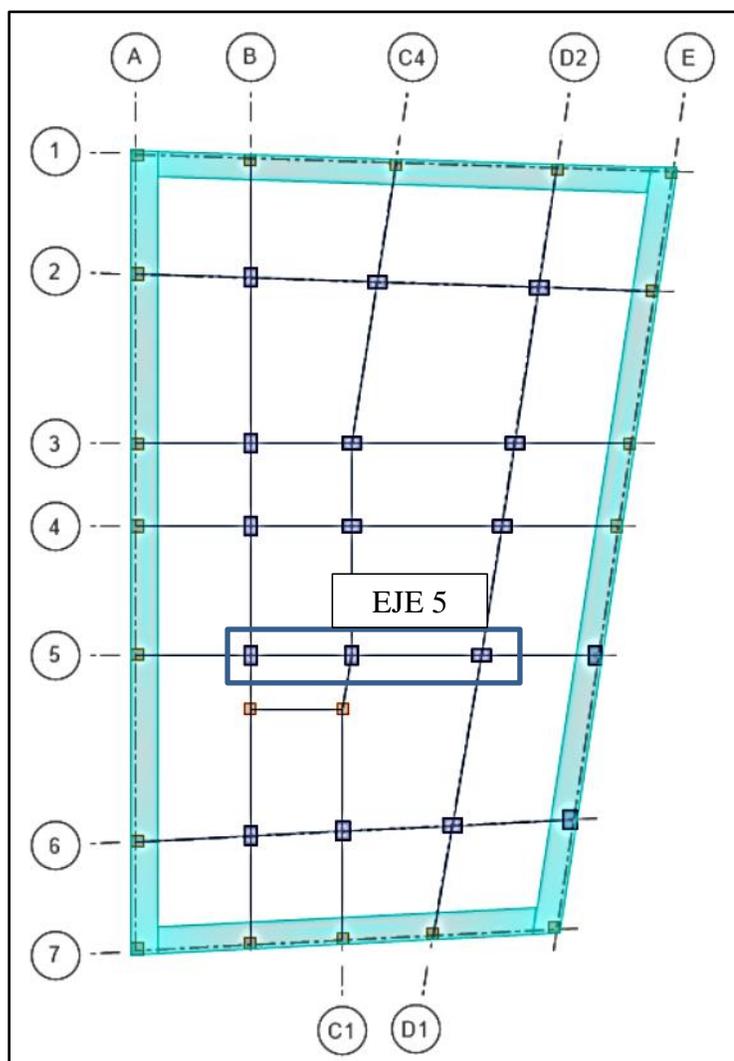


Figura 158. Viga de cimentación de sección T invertida, eje 5. Estructura mixta.
Fuente: SAFE v.16

Previo al diseño del acero de refuerzo, la viga de cimentación debe ser sometida a la verificación a corte directo, esta verificación se la realiza únicamente en zapatas corridas y vigas de cimentación. La Tabla 149 detalla los resultados obtenidos por el esfuerzo de corte por solicitud y el esfuerzo de corte por capacidad, mismos que serán comprobados.

Tabla 149. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura mixta

Verificación de corte directo en zapatas combinadas			
Solicitud			
Vu/m	23.99	t/m	Esfuerzo de corte por solicitud
Capacidad de corte			
b	50.00	cm	Base de la viga de cimentación
d	65.00	cm	Peralte efectivo de la viga de cimentación
Vc	26.69	t	Esfuerzo por capacidad de la viga de cimentación

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De los resultados mostrados, los ejemplos de cálculo se presentan a continuación. El corte por capacidad [Vc] es determinado a partir de la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{240} \cdot 50 \cdot 65$$

$$V_c = 26.69 \text{ t/m}$$

Por tanto, se debe tener en cuenta que la relación entre solicitud versus capacidad debe ser inferior a uno.

$$\# s/c = 23.99/26.69 = 0.90 < 1.00 \rightarrow \therefore \text{cumple}$$

5.2.5.1. Diseño a flexión de vigas de cimentación

A continuación se presenta el ejemplo de cálculo de acero de refuerzo a flexión del eje 5, presentando los siguientes momentos flectores obtenidos a través de una envolvente de diseño, así como el acero de refuerzo a flexión en la estructura mixta.

Mu	M(-)= 13.80			M(-)= 19.43		
T-m	M(+)= 12.09	M(+)= 36.21	M(+)= 36.21	M(+)= 36.21	M(+)= 2.68	M(+)= 2.68
As calculado	5.19 cm ²	6.13 cm ²	15.69 cm ²	15.69 cm ²	8.46 cm ²	1.29 cm ²
As mínimo	5.85 cm ²	14.04 cm ²	5.85 cm ²	5.85 cm ²	14.04 cm ²	5.85 cm ²
As a colocar	As(-)= 14.04			As(-)= 14.04		
cm2	As(+)= 5.85	As(+)= 15.69	As(+)= 15.69	As(+)= 15.69	As(+)= 5.85	As(+)= 5.85

Donde el acero calculado y el acero mínimo presentados son determinados de la siguiente manera.

$$\text{As calculado} = \left[0.849 - \sqrt{0.719 - \frac{Mu \cdot 10^5}{0.59 \cdot \emptyset \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}} \right] \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d$$

$$\text{As calculado} = \left[0.849 - \sqrt{0.719 - \frac{12.09 \cdot 10^5}{0.59 \cdot 0.9 \cdot 50 \cdot 65^2 \cdot 240}} \right] \cdot \frac{240}{4200} \cdot 50 \cdot 65$$

$$\text{As calculado} = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{As mínimo} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

$$\text{As mínimo} = 0.0018 \cdot 50 \cdot 65$$

$$\text{As mínimo} = 5.85 \text{ cm}^2$$

El As a colocar será el mayor valor entre As calculado y As mínimo.

Obtenido el acero de refuerzo a colocar [As a colocar], se procede a determinar la cantidad de varillas con las que se debe armar, cumpliendo los requerimientos del cálculo, estos resultados son mostrados en la Tabla 150.

Tabla 150. Diseño por flexión para viga de cimentación, eje 5. Estructura mixta

Ingresar en valor absoluto momentos de envolvente de diseño - Mu [kg-cm]						
						
	Apoyo 1 (der)	Tramo (1-2)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Tramo (2-3)	Apoyo 3 (izq)
As mínimo (cm ²)	5.85	14.04	5.85	5.85	14.04	5.85
∅ a colocar (mm)	18	22	18	18	22	18
# de varillas	4	4	4	4	4	4
As colocado (cm ²)	10.18	15.20	10.18	10.18	15.20	10.18
As refuerzo (cm ²)	-	-	5.51	5.51	-	-
∅ a colocar (mm)	-	-	20	20	-	-
# de varillas	-	-	2	2	-	-
As colocado (cm ²)	0	0	6.28	6.28	0	0

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Adicionalmente de acuerdo a normativa ACI 318-14, para vigas de gran peralte es recomendable colocar refuerzo de piel, misma que es determinada a partir de la siguiente expresión.

$$\text{Si } d > 60\text{cm} \rightarrow A_s \text{ m\u00ednimo} = 0.1 \cdot A_s \text{ calculado}$$

Los resultados del acero de refuerzo de piel m\u00ednimo as\u00ed como la distancia del eje neutro se presentan en la Tabla 151.

Tabla 151. Armadura de piel para viga de cimentaci\u00f3n de secci\u00f3n T invertida eje 5. Estructura mixta

Armadura de piel para vigas de gran peralte		
As piel	2.54	cm ²
Ø a colocar	14	mm
# de varillas	2	u
As colocado	3.08	cm ²
Eje neutro		
a	7.83	cm
c calculado	9.21	cm
c asumido	10.00	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuaci\u00f3n se detalla el ejemplo de c\u00e1lculo del acero de refuerzo de piel.

$$A_s = 0.1 \cdot A_s \text{ calculado}$$

$$A_s = 0.1 \cdot (15.20 + 10.18)$$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

La Figura 156 indica un esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte, as\u00ed como las separaciones m\u00ednimas.

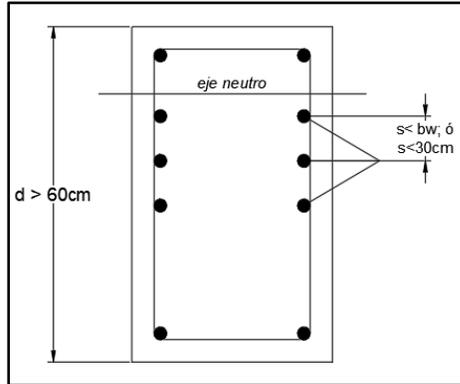


Figura 159. Esquema de armadura de piel por cara para vigas de gran peralte.
Fuente: American Concrete Institute, (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.

5.2.5.2. *Diseño a corte de vigas de cimentación*

Para el diseño a corte de la viga de cimentación el primer paso es obtener la separación que van a tener los estribos, los mismos que se determinan a partir de las siguientes condiciones, escogiendo el valor mínimo de ellas.

$$s = \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 8 * \varnothing \text{ longitudinal} \\ 24 * \varnothing \text{ estribo} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Determinado el espaciamiento máximo, se procede a calcular el acero de refuerzo a corte a partir de la siguiente expresión.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{\varnothing * f_y * d}$$

Donde:

“ A_v ” es el acero de refuerzo a cortante.

“ s ” es el espaciamiento máximo de refuerzo a corte.

“Vu” es la sollicitación externa a corte.

“ ϕ ” es el factor de reducción por corte.

“Vc” es la capacidad a corte de la sección.

“fy” es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

“d” es el peralte efectivo de la sección.

Para el ejemplo de cálculo se diseñará el acero de refuerzo a corte para la viga de cimentación correspondiente al eje 5; siguiendo el procedimiento detallado anteriormente donde se obtuvo un espaciamiento máximo del acero de refuerzo de 16.25 cm. Los resultados se indican en la Tabla 152.

Tabla 152. Espaciamiento máximo del acero a corte. Estructura mixta

Espaciamiento del acero de refuerzo a corte		
Vu	23.99	t
ϕ estribo	10	mm
ϕ longitudinal	22	mm
S máx	26.69	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

$$s = \left[\begin{array}{l} 65/4 = 16.25 \text{ cm} \\ 8 * 2.20 = 17.60 \text{ cm} \\ 24 * 1.00 = 24 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Obtenido el espaciamiento se procede a determinar el acero de refuerzo a corte así como los ramales necesarios que este necesite, ver Tabla 153.

Tabla 153. Acero de refuerzo a cortante. Estructura de hormigón armado

Acero de refuerzo a corte			
Solicitud:	Vu	23.99	t
Cálculo:	Av	1.90	kg/cm2
	# Ramales	3	s.u.
	Av'	0.63	cm2
	ø a colocar	10	mm
	# de varillas	1	u
	As colocado	0.79	cm2

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se indica el ejemplo de cálculo para la determinación del acero de refuerzo.

$$A_v = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y * d} * s$$

$$A_v = \frac{\frac{23.99 * 1000}{0.75} - (0.53 * \sqrt{240})}{4200 * 65} * 16.25$$

$$A_v = 1.90 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que se tendrán cuatro ramales, el acero de refuerzo a corte será.

$$A_{v'} = \frac{1.90}{3} \text{ cm}^2$$

$$A_{v'} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Por lo que se tendrá que colocar un estribo y una vincha con varilla de 10 mm.

5.2.5.3. Armado por temperatura de vigas de cimentación

De acuerdo a normativa es necesario colocar un armado por temperatura a las cimentaciones, este refuerzo se obtiene a partir de la siguiente expresión.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0025 * B * t$$

Donde:

“ $A_{s_{\text{temperatura}}}$ ” es el acero de refuerzo a temperatura, “B” es el ancho unitario, “t” es el peralte correspondiente a la zapata.

La Tabla 154 detalla los resultados del cálculo para la obtención del acero de refuerzo a temperatura.

Tabla 154. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado

Armadura a temperatura		
B	100	cm
t	30	cm
A_s	7.5	cm ²

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla el ejemplo de cálculo para la obtención del acero de temperatura.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0025 * 100 * 30$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

La distribución del acero de refuerzo será de la siguiente manera: 2/3 del acero de temperatura será colocada en la cara superior y el 1/3 en la cara inferior, ver Tabla 155.

Tabla 155. Acero de refuerzo por temperatura para viga de cimentación. Estructura de hormigón armado

Acero a temperatura por cara		
Cara superior		
As (cara superior)	5	cm ²
∅ a colocar	14	mm
# de varillas	4	u
As colocado	6.16	cm ²
S calculado	25	cm
S asumido	25	cm
Cara inferior		
As (cara inferior)	2.5	cm ²
∅ a colocar	12	mm
# de varillas	3	u
As colocado	3.39	cm ²
S calculado	33.33	cm
S asumido	30	cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para la cara superior de la viga de cimentación se obtiene que debe ser colocado 5 cm² de acero de refuerzo a temperatura, por tanto con varillas de 14 mm a cada 25 cm llegan a cubrirse el área requerida; en tanto que para la cara inferior se necesita colocar 2.5 cm² de acero de refuerzo a temperatura, colocando varillas de 12 a cada 30 cm se cubre el área requerida.

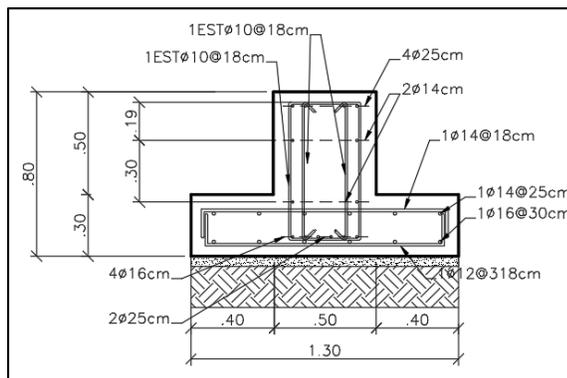


Figura 160. Esquema de armado por temperatura. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019.

5.2.6. *Diseño de estructura completa*

En el presente apartado, se indicarán mediante vistas en planta y elevación las secciones de los elementos estructurales que cumplen un diseño sismorresistente para la edificación en estructura mixta.

Las Figuras correspondientes a las vistas en planta presentan la siguiente distribución:

- Planta N +0.00 de Subsuelo → ver Figura 161.
- Planta N +2.70 de Primer Piso → ver Figura 162.
- Planta N +5.40 de Segundo Piso → ver Figura 163.
- Planta N +8.10 de Tercer Piso → ver Figura 164.
- Planta N +10.80 de Cuarto Piso → ver Figura 165.
- Planta N +13.50 de Quinto Piso → ver Figura 166.
- Planta N +16.20 de Tapa Grada → ver Figura 167.

En tanto que las Figuras correspondientes a las vistas en elevación por cada eje están distribuidas desde la Figura 168 a la Figura 180.

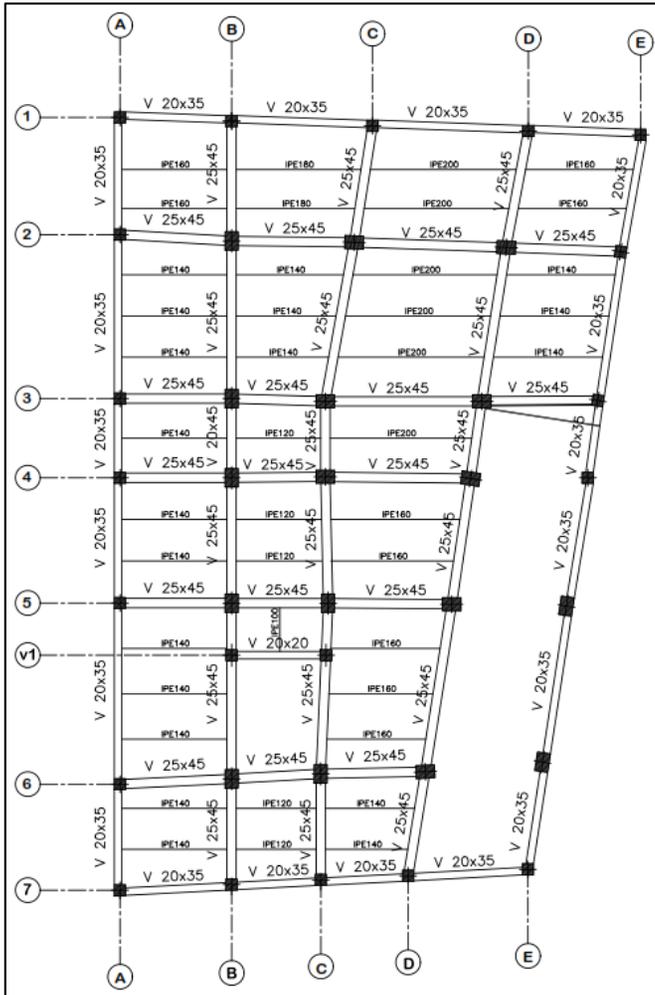


Figura 161. Planta N -0.00, subsuelo. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

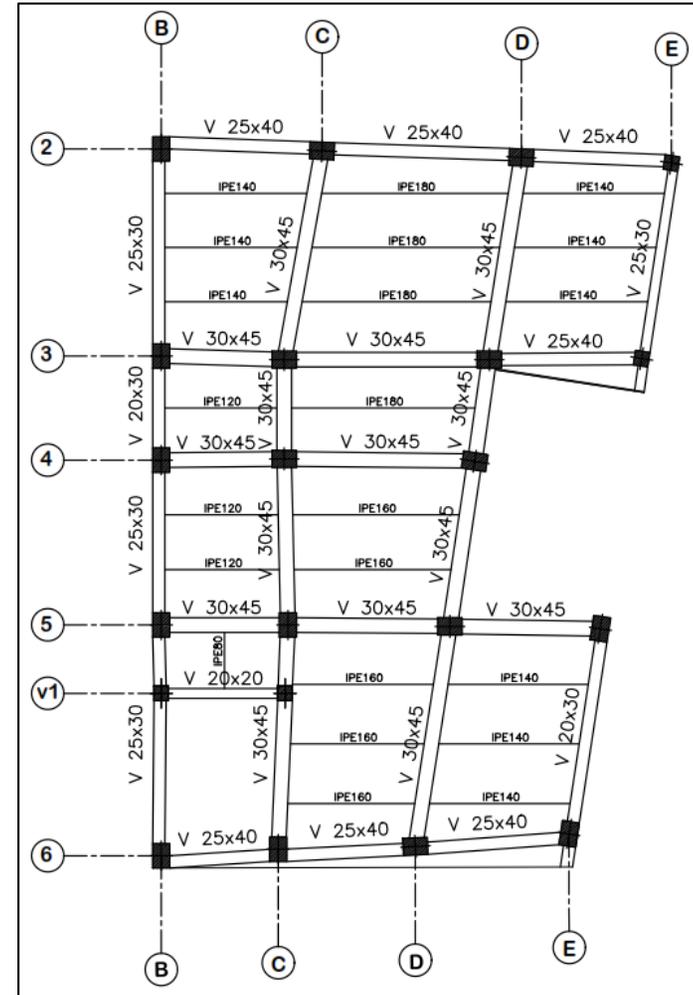


Figura 162. Planta N +2.70, primer piso. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

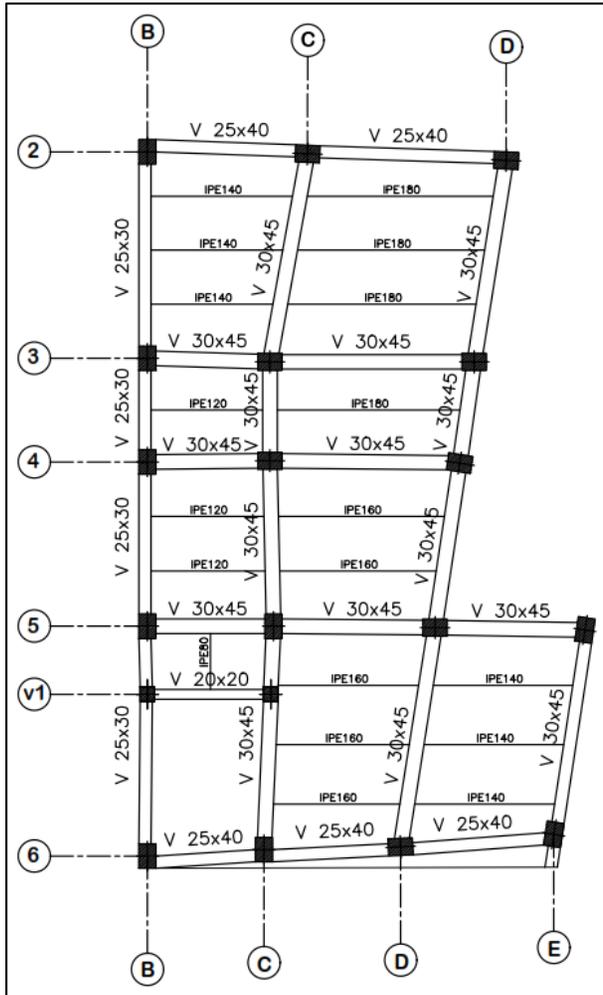


Figura 163. Planta N +5.40, segundo piso. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

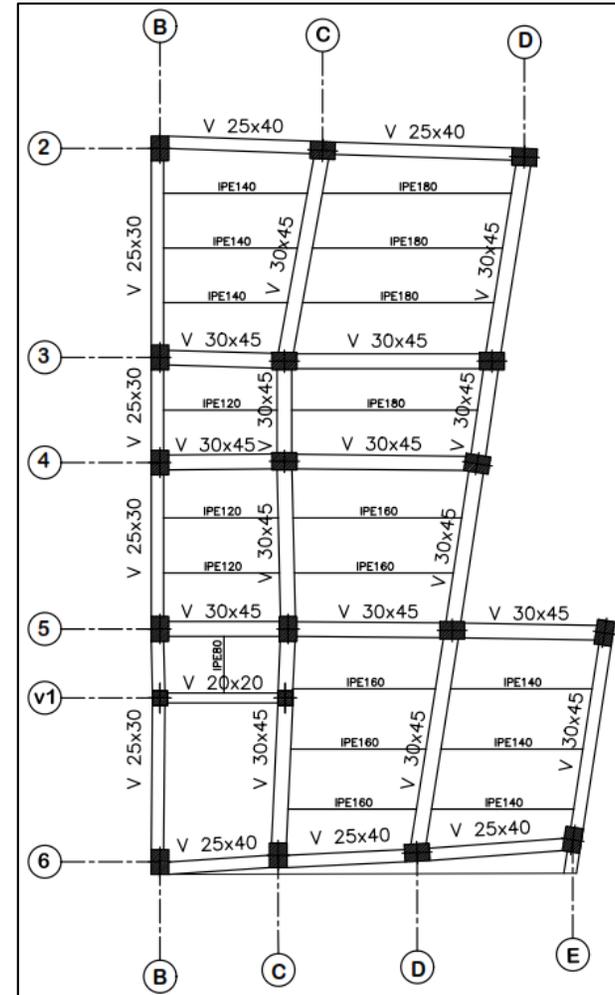


Figura 164. Planta N +8.10, tercer piso. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

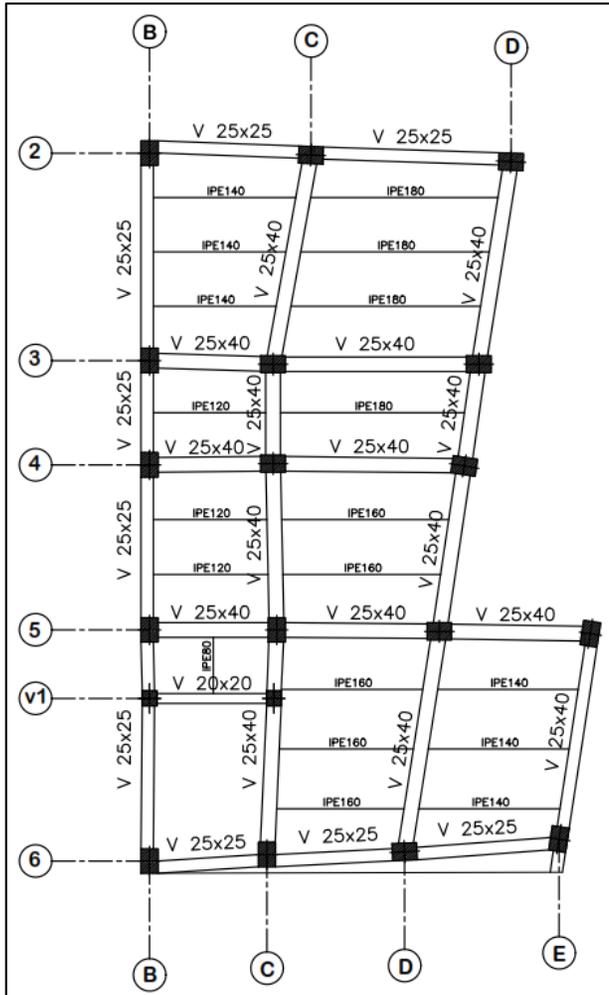


Figura 165. Planta N +10.80, cuarto piso. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

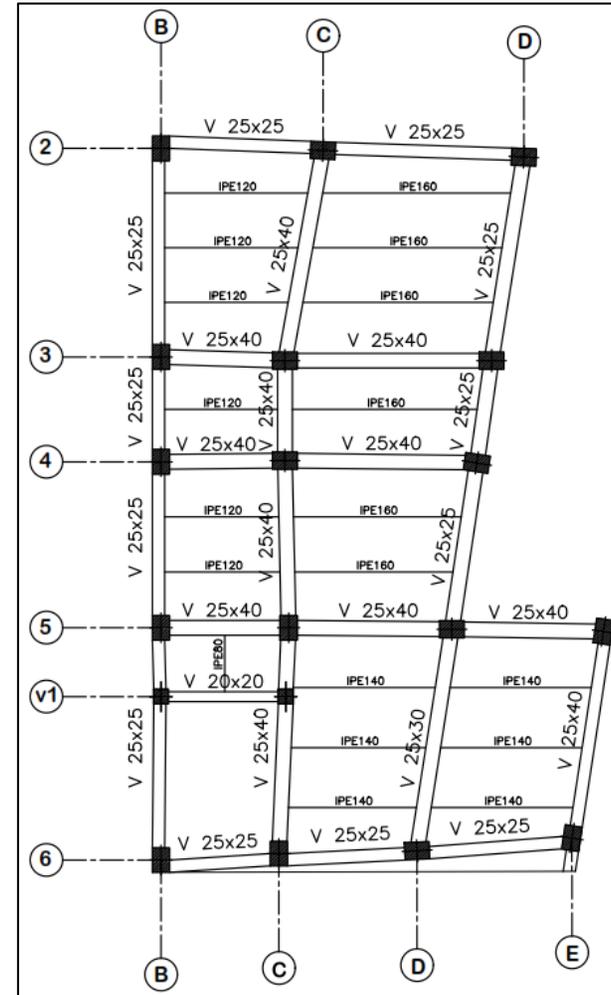


Figura 166. Planta N +13.50, quinto piso. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

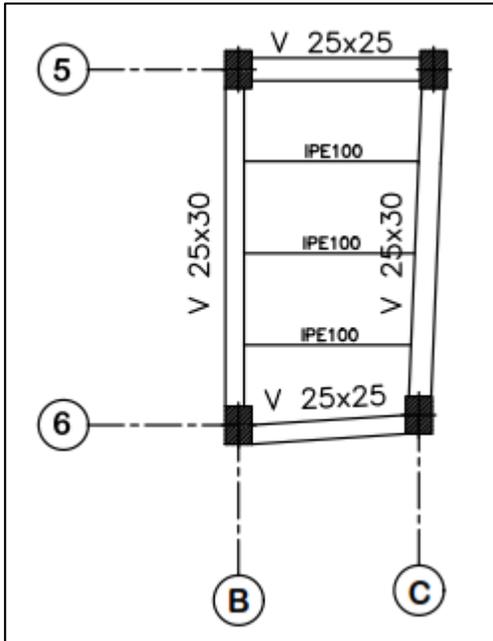


Figura 167. Planta N +16.20, tapa grada. Estructura mixta.
 Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

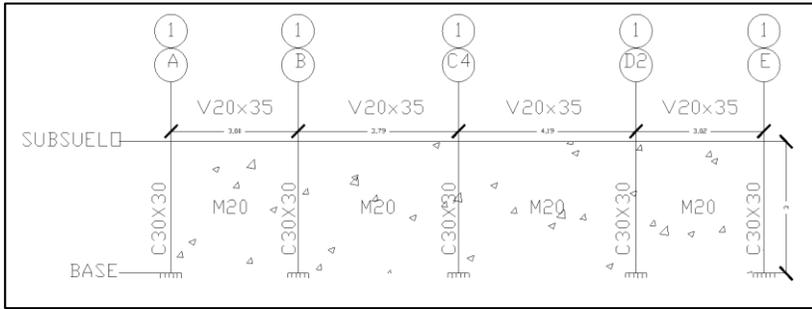


Figura 168. Pórtico 1. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

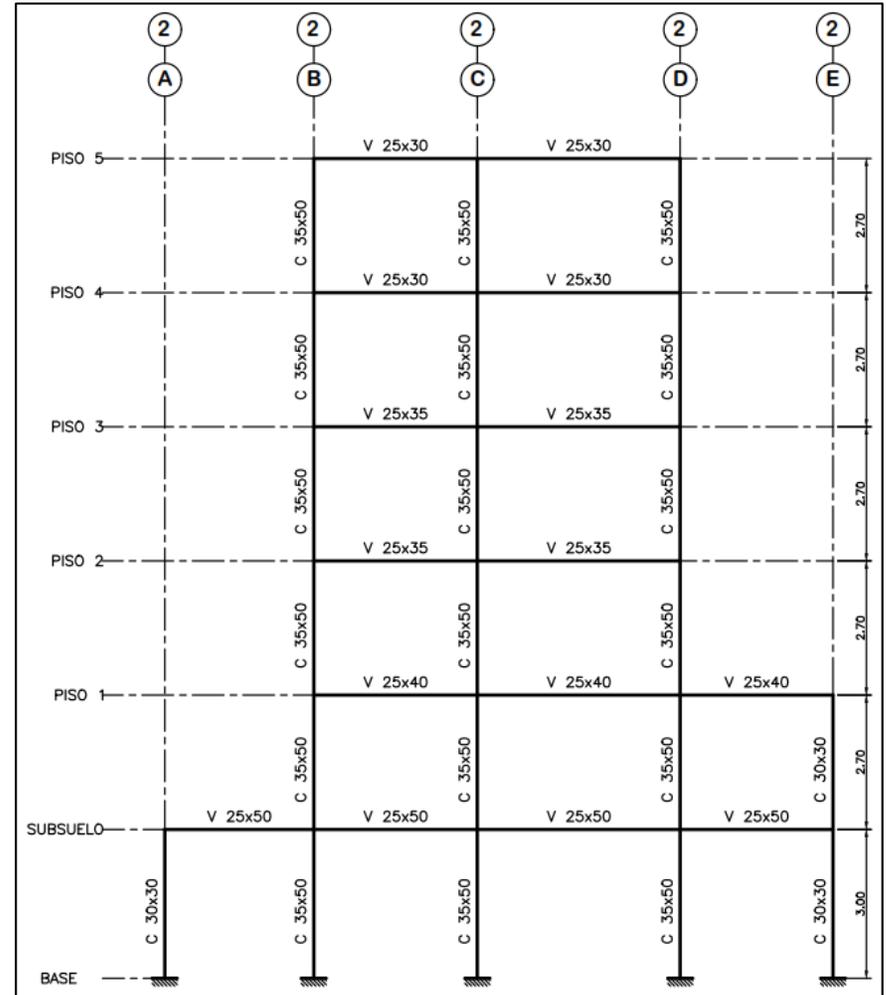
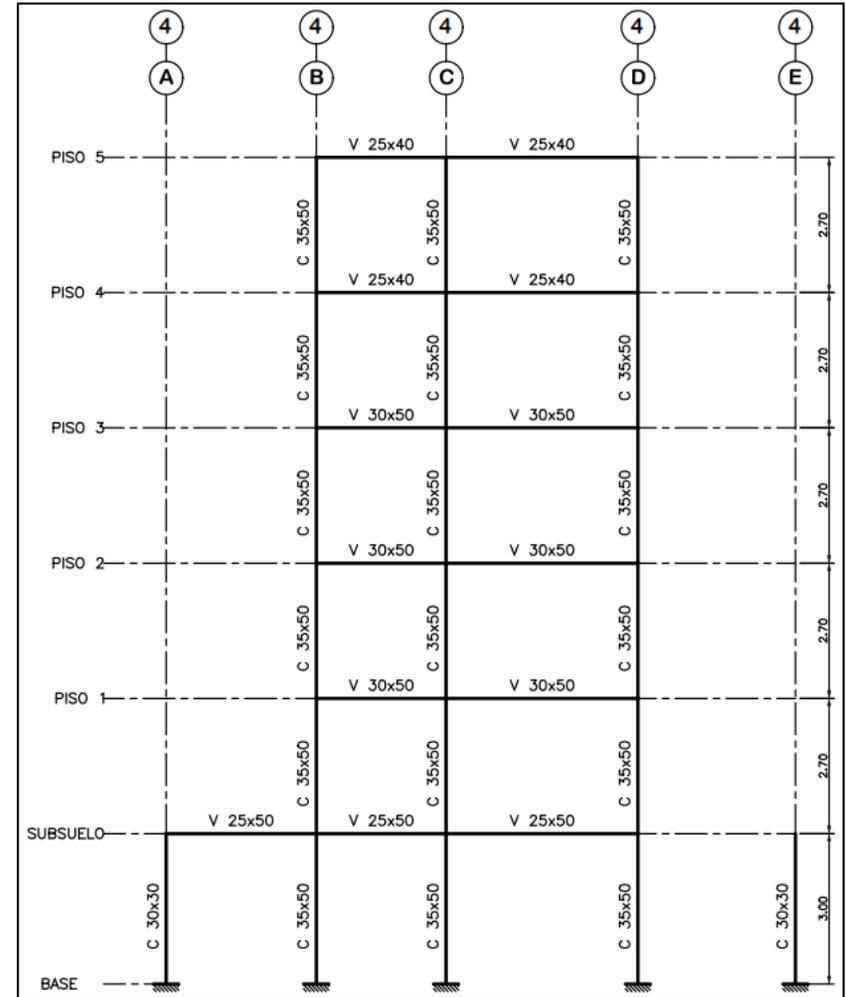
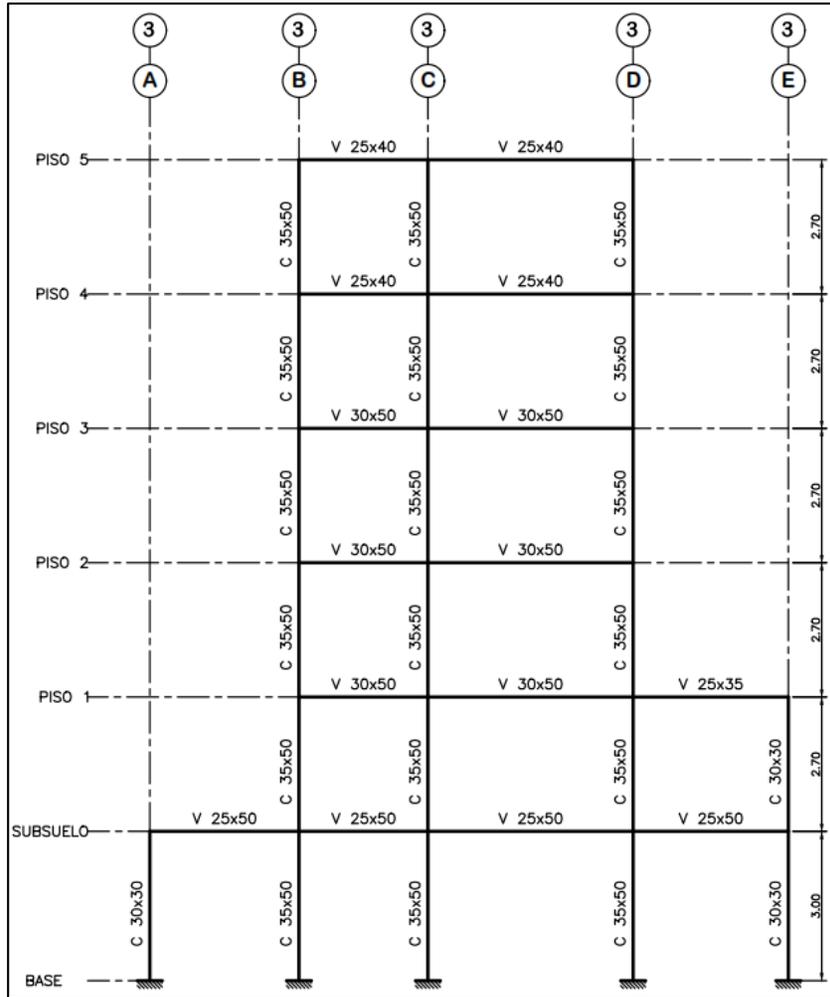


Figura 169. Pórtico 2. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019



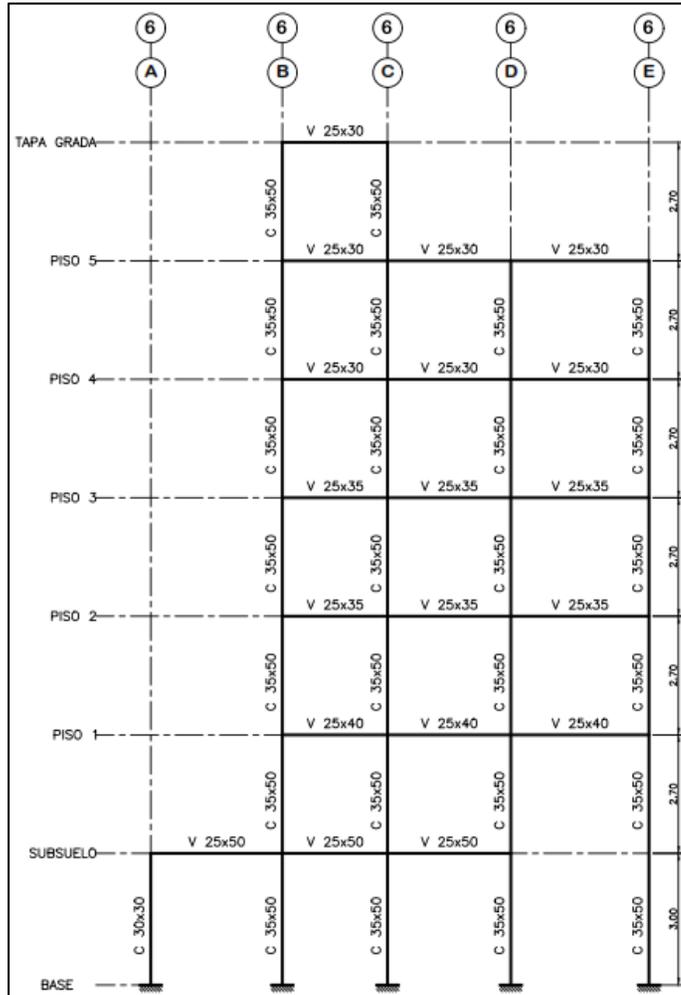


Figura 174. Pórtico 6. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

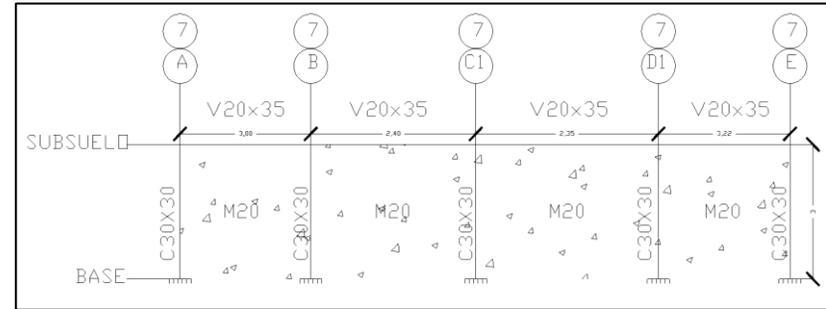


Figura 175. Pórtico 7. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

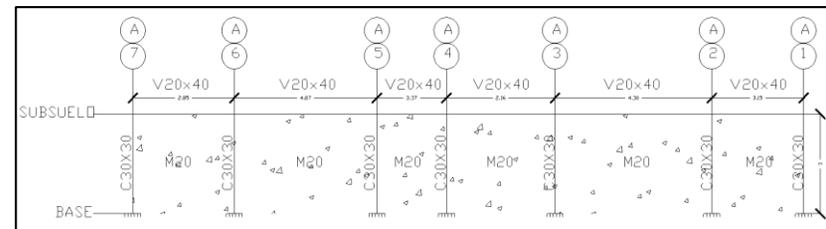


Figura 176. Pórtico A. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

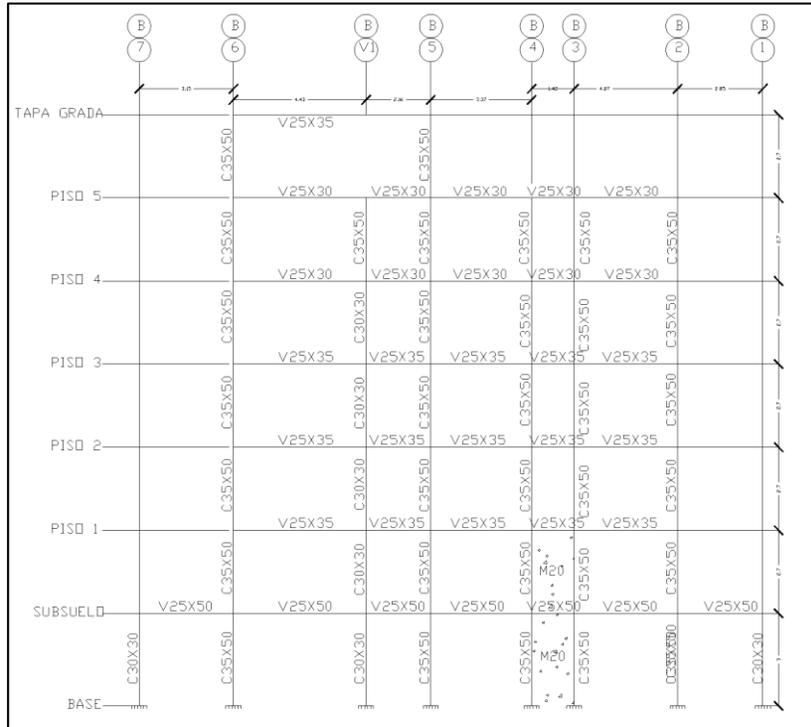


Figura 177. Pórtico B. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

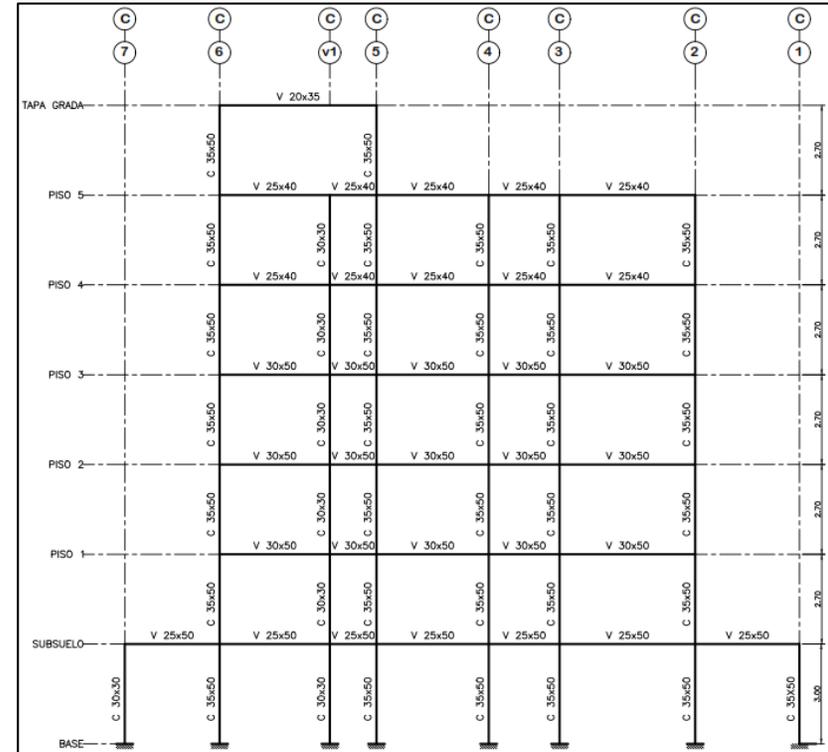


Figura 178. Pórtico C. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

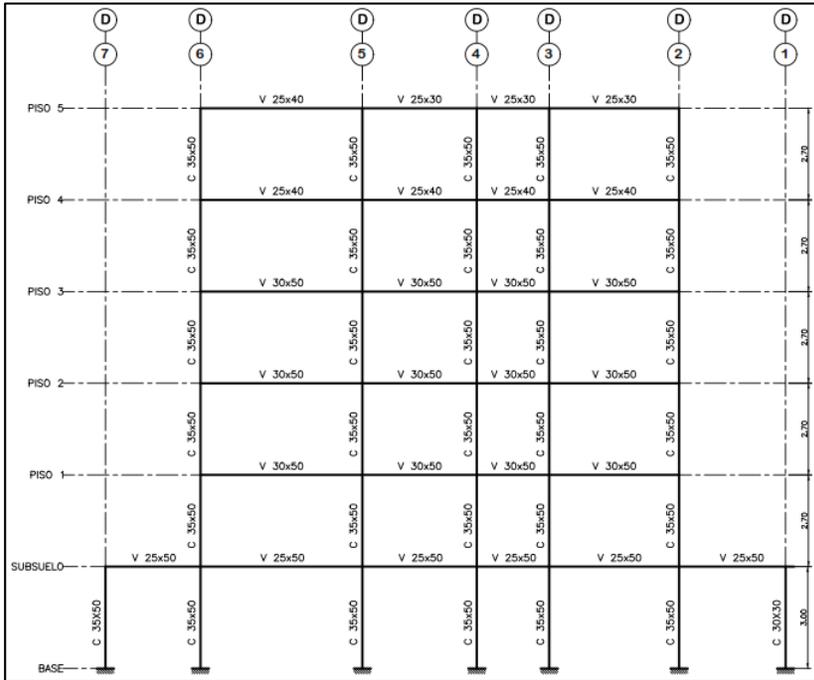


Figura 179. Pórtico D. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

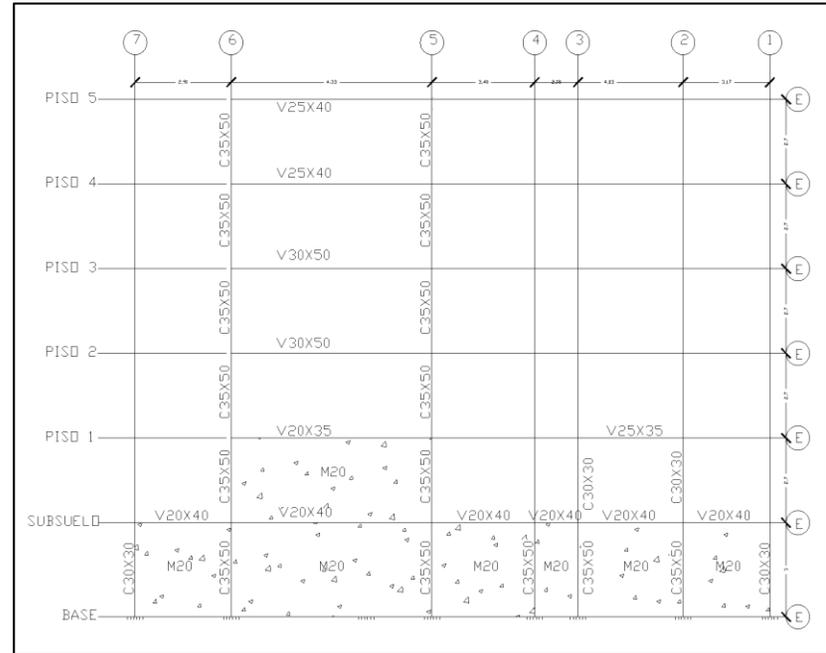


Figura 180. Pórtico E. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7. Tabulación y análisis de resultados

5.2.7.1. Diafragmas de piso

El diafragma de piso asignado para la estructura mixta es un diafragma semi-rígido, mismo que deberá ser verificado. Esta verificación deberá realizarse a partir de la relación de deformaciones máximas con respecto a las derivas de los elementos de soporte, siendo esta relación menor o igual a dos como se indica en la siguiente expresión propuesta por (American Institute of Steel Construction, 2010):

$$\frac{\delta_{\text{MMD}}}{\Delta_{\text{ADVE}}} \leq 2$$

Donde:

δ_{MMD} : Deformaciones máximas del diafragma de piso.

Δ_{ADVE} : Derivas de los elementos de soporte.

El análisis de diafragma flexible no es considerado en la estructura debido a que se trata de eliminar este efecto en la edificación. La Tabla 156 y Tabla 157 que se muestra a continuación indican las deformaciones máximas del diafragma de piso [δ_{MMD}], así como las derivas de los elementos de soporte [Δ_{ADVE}] de la edificación en cuestión, tanto para las fuerzas laterales en dirección “x” denominadas “EX”, como para las fuerzas laterales en dirección “y” denominadas “EY” respectivamente.

Tabla 156. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “x”. Estructura mixta

Piso	Fuerza lateral	Diafragma	Deformación	Deriva	Relación
			δ_{MMD}	Δ_{ADVE}	$\delta_{MMD}/\Delta_{ADVE}$
TAPA GRADA	EX	Diaph D7 X	0.001531	0.001522	1.006
PISO 5	EX	Diaph D6 X	0.002206	0.001103	2.000
PISO 4	EX	Diaph D5 X	0.002778	0.001389	2.000
PISO 3	EX	Diaph D4 X	0.003171	0.002757	1.15
PISO 2	EX	Diaph D3 X	0.003315	0.00295	1.124
PISO 1	EX	Diaph D2 X	0.002422	0.001961	1.236
SUBSUELO	EX	Diaph D1 X	0.000879	0.000444	1.98

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 157. Comprobación diafragma de piso rígido dirección “y”. Estructura mixta

Piso	Fuerza lateral	Diafragma	Deformación	Deriva	Relación
			δ_{MMD}	Δ_{ADVE}	$\delta_{MMD}/\Delta_{ADVE}$
TAPA GRADA	EY	Diaph D7 Y	0.001701	0.001619	1.051
PISO 5	EY	Diaph D6 Y	0.001982	0.000991	2.000
PISO 4	EY	Diaph D5 Y	0.002538	0.001269	2.000
PISO 3	EY	Diaph D4 Y	0.002893	0.002666	1.085
PISO 2	EY	Diaph D3 Y	0.002509	0.00225	1.115
PISO 1	EY	Diaph D2 Y	0.000803	0.000468	1.716
SUBSUELO	EY	Diaph D1 Y	0.000123	6.40E-05	1.916

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De acuerdo a lo expresado en ASCE 7-16, basta realizar la verificación de diafragmas de piso en la dirección más larga, pero se ha decidido demostrar en ambas direcciones con el efecto de demostrar que el diafragma utilizado trabaja como diafragma semi-rígidos ya que la relación deformación versus deriva es menor o igual a dos.

5.2.7.2. *Losa de placa colaborante*

La losa diseñada para la estructura mixta es una losa con placa colaborante steel deck, misma que trabaja como un diafragma semi-rígido debido a que la relación deformación y deriva fue menor o igual a dos. Para la edificación han sido diseñados dos tipos de losa:

- Losa tipo I: Subsuelo → Tabla 158.
- Losa tipo II: Piso 1-2-3-4-5-tapa grada → Tabla 159.

La losa de placa colaborante utilizada presenta el siguiente esquema, ver Figura 181.

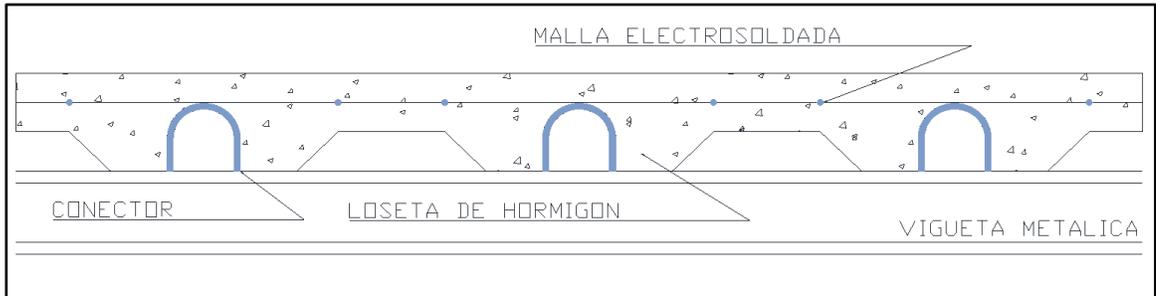


Figura 181. Detalle constructivo de losa deck. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La nomenclatura para las dimensiones de la placa colaborante son las mostradas en la Figura 182.

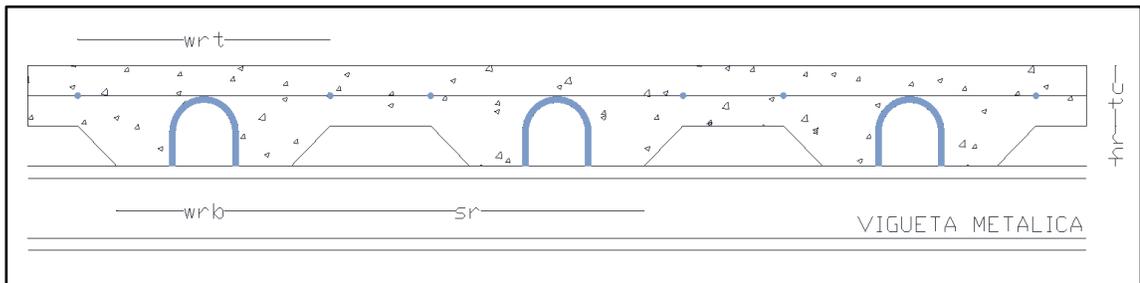


Figura 182. Dimensiones de la placa deck. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La losa tipo I, de subsuelo presenta las características mostradas en la Tabla 158.

Tabla 158. Resultados de placa colaborante tipo I: Subsuelo. Estructura mixta

Losa Tipo I: Subsuelo			
Geometría placa deck			
e	0.65	mm	Espesor de la placa deck
hr	5	cm	Altura del nervio de la placa deck
tc	5	cm	Altura por encima del nervio
ht	10	cm	Altura total de losa
wrt	14.5	cm	Ancho de lámina en la parte superior
wrb	12	cm	Ancho de la lámina en la parte inferior
sr	33.33	cm	Espaciamiento entre valles de la placa
Conectores de cortante tipo gancho cerrado			
∅ varilla	14	mm	Diámetro de la varilla
h conector	7.5	cm	Altura del conector de cortante
Distribución	1 conector ∅ 14 mm @ 30 cm (cada valle de la placa)		
Chequeo placa colaborante actuando como encofrado: ($\Delta_{cal} \leq \Delta_{adm}$)			
Δ_{cal}	0.05	cm	Deformación calculada
Δ_{adm}	0.59	cm	Deformación admisible
Chequeo de momento último de resistencia a la flexión: ($\rho \leq \rho_b$)			
ρ	1.15	%	Cuantía calculada
ρ_b	1.59	%	Cuantía balanceada
Mn	2516.6	kg-m	Momento nominal
Chequeo de esfuerzos de tensión por flexión, sistema no compuesto ($f_{\pm} \leq 0.6 \cdot f_y$)			
f+	568.01	kg/cm ²	Esfuerzos positivos en la placa colaborante
f-	585.44	kg/cm ²	Esfuerzos negativos en la placa colaborante
0.6.fy	2520	kg/cm ²	Porcentaje de esfuerzo de fluencia
Chequeo de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto			
$((MD_{sd} + ML_{sd} / S_{ic}) \cdot n \cdot 100 \leq 0.6 f_y$			
$415.97 \leq 2520 \rightarrow$ Cumple			
Chequeo por cortante ($V_u \leq \phi V_n$)			
Vu	1209.10	kg/cm ²	Cortante último
ϕV_n	4299.28	kg/cm ²	Cortante nomina

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La losa tipo II, de los pisos restantes poseen las características mostradas en la Tabla 159.

Tabla 159. Resultados de placa colaborante tipo II: Pisos superiores. Estructura mixta

Losa Tipo II: Piso 1-2-3-4-5-tapa grada			
Geometría placa deck			
e	0.65	mm	Espesor de la placa deck
hr	5	cm	Altura del nervio de la placa deck
tc	5	cm	Altura por encima del nervio
ht	10	cm	Altura total de losa
wrt	14.5	cm	Ancho de lámina en la parte superior
wrb	12	cm	Ancho de la lámina en la parte inferior
sr	33.33	cm	Espaciamiento entre valles de la placa
Conectores de cortante tipo gancho cerrado			
∅ varilla	12	mm	Diámetro de la varilla
h conector	7.5	cm	Altura del conector de cortante
Distribución	1 conector ∅ 14 mm @ 30 cm (cada valle de la placa)		
Chequeo placa colaborante actuando como encofrado: ($\Delta_{cal} \leq \Delta_{adm}$)			
Δ_{cal}	0.05	cm	Deformación calculada
Δ_{adm}	0.59	cm	Deformación admisible
Chequeo de momento último de resistencia a la flexión: ($\rho \leq \rho_b$)			
ρ	1.15	%	Cuantía calculada
ρ_b	1.59	%	Cuantía balanceada
Mn	2516.6	kg-m	Momento nominal
Chequeo de esfuerzos de tensión por flexión, sistema no compuesto ($f_{+-} \leq 0.6 \cdot f_y$)			
f+	568.01	kg/cm ²	Esfuerzos positivos en la placa colaborante
f-	585.44	kg/cm ²	Esfuerzos negativos en la placa colaborante
0.6.fy	2520	kg/cm ²	Porcentaje de esfuerzo de fluencia
Chequeo de esfuerzos de tensión por flexión en el sistema compuesto			
$((MD_{sd} + ML_{sd} / S_{ic}) \cdot n \cdot 100 \leq 0.6 f_y$ $415.97 \leq 2520 \rightarrow$ Cumple			
Chequeo por cortante ($V_u \leq \phi V_n$)			
Vu	1209.10	kg/cm ²	Cortante último
ϕV_n	4299.28	kg/cm ²	Cortante nomina

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7.3. Vigas de hormigón armado

En la edificación existen seis tipos de vigas distribuidas en los cinco pisos más el tapa grada, las cuales se describen a continuación:

Tabla 160. Vigas tipo. Estructura mixta

VIGAS TIPO	DIMENSIONES
TIPO I	20 x 20 cm
TIPO II	25 x 45 cm
TIPO III	25 x 25 cm
TIPO IV	25 x 40 cm
TIPO V	25 x 30 cm
TIPO VI	30 x 45 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla los resultados obtenidos para cada tipo de viga en la estructura mixta, tomando en cuenta la viga más crítica, ver desde Tabla 161 hasta Tabla 166. Como se puede observar, las secciones de la estructura mixta disminuyen en relación con las secciones obtenidas para la estructura de hormigón armado.

Los resultados que serán expuestos serán:

- Acero de refuerzo a flexión.
- Chequeo a flexión del elemento.
- Chequeo a corte del elemento.
- Chequeo a torsión del elemento.
- Chequeo a condición de servicio.

Tabla 161. Resultados de viga tipo I. Estructura mixta

**VIGA TIPO I
20X20CM
SUBSUELO EJE V-1 LONGITUD=2,40M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
1,07cm ²	1,07cm ²	1,07cm ²
1,07cm ²	1,07cm ²	1,07cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
161,22Kgm	1,86Kgm	200,70Kgm
94,82Kgm	133,93Kgm	141,55Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
2337,87Kgm	2337,87Kgm	2337,87Kgm
2337,87Kgm	2337,87Kgm	2337,87Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
1,50cm ²		1,49cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
757,61Kg		748,88Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
274,18Kg		513,53Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
757,61Kg		748,88Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
859,18Kgm	28,38Kgm	859,18Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,0304cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,50cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 162. Resultados de viga tipo II. Estructura mixta

VIGA TIPO II
25X45CM
SUBSUELO EJE B-2-3 LONGITUD=4,33M

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,42cm ²	3,42cm ²	3,42cm ²
3,42cm ²	3,42cm ²	3,42cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
4686,20Kgm	0,00Kgm	4870,13Kgm
0,00Kgm	3568,75Kgm	0,00Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
10116,56Kgm	10116,56Kgm	10116,56Kgm
10116,56Kgm	10116,56Kgm	10116,56Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,57cm ²		6,64cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
8490,50Kg		8573,76Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
6624,66Kg		6699,60Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
8490,50Kg		8573,76Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,16cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,90cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 163. Resultados de viga tipo III. Estructura mixta

**VIGA TIPO III
25X25CM
PISO 4 EJE B-2-3 LONGITUD=4,33M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,32cm ²	1,75cm ²	3,47cm ²
1,75cm ²	1,76cm ²	1,75cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
2465,62Kgm	0,00Kgm	2563,73Kgm
59,49Kgm	1346,19Kgm	14,65Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
4127,54Kgm	4127,54Kgm	4127,54Kgm
4127,54Kgm	4127,54Kgm	4127,54Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
4,47cm ²		4,58cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
2954,61Kg		3029,94Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
2761,51Kg		2843,22Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
2954,61Kg		3029,94Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,33cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,90cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 164. Resultados de viga tipo IV. Estructura mixta

**VIGA TIPO IV
25X40CM
PISO 4 EJE 4-D2-C3 LONGITUD=3,90M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
3,00cm ²	3,00cm ²	3,76cm ²
3,00cm ²	3,00cm ²	3,00cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
3395,14Kgm	0,00Kgm	4898,62Kgm
2423,59Kgm	974,09Kgm	2218,56Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
7789,02Kgm	7789,02Kgm	7789,02Kgm
7789,02Kgm	7789,02Kgm	7789,02Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,71cm ²		7,19cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
5676,28Kg		6026,69Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
3468,62Kg		4033,74Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
5676,28Kg		6026,69Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)

No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere

TORSOR ÚLTIMO (Tu)

0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm

UMBRAL DE TORSION (Tth)

1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
------------	---------	------------

CONDICION $\emptyset T_{th} \geq T_u$

Cumple	Cumple	Cumple
--------	--------	--------

FECHA CALCULADA

	0,05cm	
--	--------	--

FECHA ADMISIBLE

	0,81cm	
--	--------	--

Δ ADMISIBLE \geq Δ CALCULADA

	Cumple	
--	--------	--

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 165. Resultados de viga tipo V. Estructura mixta

**VIGA TIPO V
25X30CM
PRIMER PISO EJE B-2-3 LONGITUD=4,33M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
2,40cm ²	2,17cm ²	2,67cm ²
2,17cm ²	2,17cm ²	2,17cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
2269,77Kgm	0,00Kgm	2513,33Kgm
0,00Kgm	1371,80Kgm	71,60Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
12977,51Kgm	12977,51Kgm	12977,51Kgm
12977,51Kgm	12977,51Kgm	12977,51Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,78cm ²		5,47cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
3262,36Kg		3309,59Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
2749,17Kg		2797,50Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
3262,36Kg		3309,59Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple

ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere
TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1251,89Kgm	80,69gm	1251,89Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,20cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,90cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 166. Resultados de viga tipo VI. Estructura mixta

**VIGA TIPO VI
30X45CM
PISO I EJE 3-D2-C4 LONGITUD=4,23M**

ACERO DE REFUERZO A FLEXION (As)		
4,10cm ²	4,10cm ²	4,39cm ²
4,10cm ²	4,10cm ²	4,10cm ²
MOMENTO ÚLTIMO (Mu)		
5799,74Kgm	0,00Kgm	6549,79Kgm
4427,49Kgm	115,05Kgm	4296,90Kgm
MOMENTO NOMINAL (Mn)		
13145,30Kgm	13145,30Kgm	13145,30Kgm
13145,30Kgm	13145,30Kgm	13145,30Kgm
CONDICION $\phi M_n \geq M_u$		
Cumple	Cumple	Cumple
Cumple	Cumple	Cumple
ACERO DE REFUERZO A CORTANTE (Asv)		
6,12cm ²		6,27cm ²
CORTANTE POR CAPACIDAD (Vcap)		
7906,30Kg		8098,87Kg
CORTANTE ÚLTIMO (Vu)		
4844,50Kg		5150,98Kg
CORTANTE NOMINAL (Vn)		
7906,30Kg		8098,87Kg
CONDICION $\phi V_n \geq V_u$		
Cumple		Cumple
ACERO DE REFUERZO A TORSION (As)		
No requiere	No requiere	No requiere
No requiere	No requiere	No requiere

TORSOR ÚLTIMO (Tu)		
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
0,00Kgm	0,00Kgm	0,00Kgm
UMBRAL DE TORSION (Tth)		
1749,06Kgm	174,88Kgm	1749,06Kgm
CONDICION $\emptyset Tth \geq Tu$		
Cumple	Cumple	Cumple
FECHA CALCULADA		
	0,04cm	
FECHA ADMISIBLE		
	0,88cm	
$\Delta ADMISIBLE \geq \Delta CALCULADA$		
	Cumple	

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7.4. Vigas de acero estructural

La estructura mixta está compuesta por siete tipos de vigas secundarias o viguetas de acero estructural, mostradas en la Tabla 167.

Tabla 167. Vigas secundarias tipo. Estructura mixta

VIGA SECUNDARIA TIPO	SECCIÓN
TIPO I	IPE 80
TIPO II	IPE 100
TIPO III	IPE 120
TIPO IV	IPE 140
TIPO V	IPE 160
TIPO VI	IPE 180
TIPO VII	IPE 200

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla los resultados obtenidos para cada tipo de viga secundaria en la estructura mixta, tomando en cuenta la viga secundaria más crítica y analizando al elemento como una sección compuesta, es decir ejerciendo un trabajo en conjunto con la losa de concreto reforzado, ver desde Tabla 168 hasta Tabla 174.

Los resultados que serán expuestos serán:

- Razón ancho – espesor del elemento.
- Chequeo del estado límite de fluencia.
- Chequeo del estado límite de corte.
- Chequeo a condición de servicio.

Tabla 168. Resultados de viga secundaria tipo I. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo I: IPE 80	
Ubicación: Piso 2	Longitud: 1.42 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (Mu)	388.25 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	2211.52 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (Vu)	1243.52 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	4626.34 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	3.14 mm
Flecha admisible (f adm)	4.73 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 169. Resultados de viga secundaria tipo II. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo I: IPE 100	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 1.42 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (Mu)	498.52 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	3108.63 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (Vu)	1596.71 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	6239.47 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	2.00 mm
Flecha admisible (f adm)	4.73 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 170. Resultados de viga secundaria tipo III. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo I: IPE 120	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 2.65 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (M_u)	1288.92 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	4446.49 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (V_u)	1949.21 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	8035.22 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	3.60 mm
Flecha admisible (f_{adm})	8.82 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 171. Resultados de viga secundaria tipo IV. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo IV: IPE 140	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 3.00 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (M_u)	2020.23 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	5855.36 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (V_u)	2693.64 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	10013.59 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	5.18 mm
Flecha admisible (f_{adm})	10.00 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 172. Resultados de viga secundaria tipo V. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo V: IPE 160	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 3.73 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (M_u)	2557.61 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	7649.01 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (V_u)	2745.72 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	12174.58 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	7.03 mm
Flecha admisible (f_{adm})	12.42 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 173. Resultados de viga secundaria tipo VI. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo VI: IPE 180	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 3.61 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (M_u)	3293.02 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	9465.23 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (V_u)	3682.37 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	14518.18 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	5.89 mm
Flecha admisible (f_{adm})	12.03 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 174. Resultados de viga secundaria tipo VII. Estructura mixta

Viga Secundaria Tipo VII: IPE 200	
Ubicación: Subsuelo	Longitud: 4.21 m
Razón ancho – espesor de miembros sometidos a flexión	
Elementos no-atiesados	Ala: compacta / no esbelta
Elementos atiesados	Alma: compacta / no esbelta
Estado límite de fluencia ($\phi M_n \geq M_u$)	
Momento último (M_u)	4193.83 kg-m
Momento nominal (ϕM_n)	11924.2 kg-m
Estado límite de corte ($\phi V_n \geq V_u$)	
Cortante último (V_u)	3980.84 kg
Cortante nominal (ϕV_n)	17044.40 kg
Condición de servicio ($f \leq f_{adm}$)	
Flecha calculada (f)	7.84 mm
Flecha admisible (f_{adm})	14.04 mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7.5. Columnas de hormigón armado

En la edificación de estructura mixta existen dos tipos de columnas, mismas que se describen en la Tabla 175.

Tabla 175. Vigas tipo. Estructura mixta

COLUMNAS TIPO	DIMENSIONES
TIPO I	30 x 30 cm
TIPO II	30 x 50 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

A continuación se detalla los resultados obtenidos para cada tipo de columna en la estructura mixta, ver Tabla 176 y Tabla 177 respectivamente, chequeando de la misma manera el acero de refuerzo a flexo-compresión y el acero de refuerzo a corte.

Tabla 176. Resultados de columna tipo I. Estructura mixta

Columna Tipo I: 30 x 30 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 2-E	
Longitud: 3.00 m	
Acero de refuerzo a flexo - compresión (As) → cm²	
Acero de refuerzo a flexo-compresión (As)	12.33 cm ²
Carga axial última (Pu)	57.25 toneladas
Carga axial nominal (øPu)	83.68 toneladas
Condición de resistencia (øPu ≥ Pu)	Cumple
Momento último (Mu)	1.63 T-m
Momento nominal (Mn)	2.38 T-m
Condición de resistencia (øMu ≥ Mu)	Cumple
Acero de refuerzo a cortante (Asv) → cm²	
Acero de refuerzo a cortante (Asv)	2.36 cm ² /m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 177. Resultados de columna tipo II. Estructura mixta

Columna Tipo I: 30 x 50 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 2-C	
Longitud: 3.00 m	
Acero de refuerzo a flexo - compresión (As) → cm²	
Acero de refuerzo a flexo-compresión (As)	15.39 cm ²
Carga axial última (Pu)	78.94 toneladas
Carga axial nominal (øPu)	124.86 toneladas
Condición de resistencia (øPu ≥ Pu)	Cumple
Momento último (Mu)	2.23 T-m
Momento nominal (Mn)	3.53 T-m
Condición de resistencia (øMu ≥ Mu)	Cumple
Acero de refuerzo a cortante (Asv) → cm²/m	
Acero de refuerzo a cortante (Asv)	4.18 cm ² /m

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7.6. Muros estructurales

Para la estructura mixta al igual que para la estructura de hormigón armado ha sido necesario la implantación de arriostramientos para disminuir los efectos torsionales. Entre los diferentes tipos de arriostramientos se ha optado por la utilización de muros de corte por los motivos implicados en el apartado 5.1.6.5.

Para la estructura en análisis se tiene dos muros de corte perimetrales de hormigón armado ubicados en los laterales del edificio, el diseño y chequeo que se realiza en los muros de corte son:

- Diseño a corte.
- Diseño a flexo – compresión.

La Figura 183 muestra un esquema del muro de corte ubicado entre los ejes 5E y 6E.

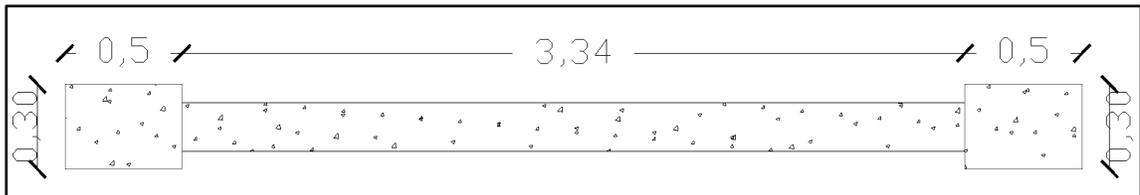


Figura 183. Muro de corte entre ejes 5E y 6E. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Los resultados del diseño a corte y a flexo – compresión del muro antes mencionado se presentan en la Tabla 178.

Tabla 178. Resultados del muro de corte tipo I. Estructura mixta

Muro de corte tipo I: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo a Primer Piso, Ejes 5E y 6E	
Longitud: 3.84 m	
Diseño a corte	
Vn máx.	285076.36 kg
Vu	2026.28 kg
Condición $Vn \text{ máx.} \geq Vu$	Cumple
Asv horizontal calculado por cada cara del muro	2.50 cm ² /m
Asv horizontal colocado por cada cara del muro	12.21 cm ²
Armadura colocada	11ø12mm@25cm
Diseño a flexo – compresión	
Md	826.06 kg-m
Pu	1330.24 kg
Po	2071423.20 kg
$Pu/Po \leq 0.35$	$0.001 \leq 0.35$
El muro trabaja a flexión y no requiere de miembros de borde	
As vertical calculado por cada cara del muro	12.10 cm ² /m
As vertical colocado por cada cara del muro	15.11 cm ²
Armadura colocada	13ø12mm@25cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De igual forma se diseña el muro de corte ubicado entre los ejes 3B y 4B como se indica en la Figura 184.

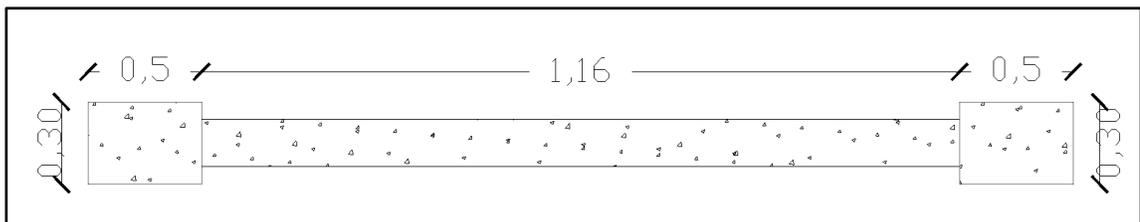


Figura 184. Muro de corte entre ejes 3B y 4B. Estructura mixta.

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Los resultados del diseño a corte y a flexo – compresión del muro antes mencionado se presentan en la Tabla 179.

Tabla 179. Resultados del muro de corte tipo II. Estructura mixta

Muro de corte tipo II: e = 20 cm	
Ubicación: Base a Primer Piso, Ejes 3B y 4B	
Longitud: 1.16 m	
Diseño a corte	
Vn máx.	141881.32 kg
Vu	3471.13 kg
Condición $Vn \text{ máx.} \geq Vu$	Cumple
Asv horizontal calculado por cada cara del muro	2.50 cm ² /m
Asv horizontal colocado por cada cara del muro	25.79 cm ²
Armadura colocada	23ø12mm@25cm
Diseño a flexo – compresión	
Md	2530.59 kg-m
Pu	29698.57 kg
Po	64693456.80 kg
$Pu/Po \leq 0.35$	$0.0005 \leq 0.35$
El muro trabaja a flexión y no requiere de miembros de borde	
As vertical calculado por cada cara del muro	3.78 cm ² /m
As vertical colocado por cada cara del muro	9.33 cm ²
Armadura colocada	5ø16mm@25cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

5.2.7.7. Muros de contención

En la edificación de estructura mixta existen dos tipos de muros de contención, mismas que se describen a continuación:

- Tipo I: Muro ejes 1-E-7 → Tabla 180.
- Tipo II: Muro eje A → Tabla 181.

En la Figura 130 correspondiente al apartado 5.1.6.6. se indica un esquema de la geometría del muro de sótano conjuntamente con la nomenclatura de sus dimensiones, mismas que servirán para la interpretación de los resultados indicados posteriormente.

El muro de sótano tipo I de la estructura mixta posee las características geométricas que se muestran en la Tabla 180, así como también el diseño de la pantalla y de la zapata.

Tabla 180. Resultados de muro de sótano tipo I. Estructura mixta

Muro de sótano tipo I: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo, Ejes 1 – E – 7	
Geometría	
Altura de la zapata	hz = 0.30 m
Altura de la pantalla entrepiso	hp = 3.00 m
Altura de relleno	hc = 1.50 m
Base de la zapata	B = 0.70 m
Espesor de la pantalla	t = 0.20 m
Altura de losa	h = 0.20 m
Diseño de pantalla	
Acero de refuerzo longitudinal	1 ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo transversal	1 ϕ 10mm @ 30 cm
Diseño de zapata	
Acero de refuerzo en zapata	1 Estribo ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo en zapata por apoyo de columnas	3 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior	2 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior	2 ϕ 12mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Para el muro de sótano tipo II, presentado en la Tabla 181, se puede observar que las dimensiones y el armado de pantalla es la misma que el muro de sótano tipo I, la única diferencia que se presenta es en el acero de refuerzo de la zapata que considera la carga del apoyo lateral de las columnas.

Tabla 181. Resultados de muro de sótano tipo II. Estructura mixta

Muro de sótano tipo II: e = 20 cm	
Ubicación: Subsuelo, Eje A	
Geometría	
Altura de la zapata	hz = 0.30 m
Altura de la pantalla entrepiso	hp = 3.00 m
Altura de relleno	hc = 1.50 m
Base de la zapata	B = 0.70 m
Espesor de la pantalla	t = 0.20 m
Altura de losa	h = 0.20 m
Diseño de pantalla	
Acero de refuerzo longitudinal	1 ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo transversal	1 ϕ 10mm @ 30 cm
Diseño de zapata	
Acero de refuerzo en zapata	1 Estribo ϕ 12mm @ 20 cm
Acero de refuerzo en zapata por apoyo de columnas	3 ϕ 14mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior	2 ϕ 12mm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior	2 ϕ 12mm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

De la misma forma que en la estructura de hormigón armado, para la estructura mixta cabe aclarar que los muros de sótanos no deben ser confundidos con los muros estructurales o denominados en el presente trabajo como muros de corte, ya que la función del muro de sótano es la de un muro de contención durante el proceso de excavación en tanto que el muro de corte tiene como función disminuir los efectos de torsión causadas por las cargas sísmicas.

5.2.7.8. Vigas de cimentación

La cimentación para la edificación de estructura mixta está compuestas por tres tipos de vigas de cimentación, las cuales son:

- Viga de cimentación Tipo I: sección T invertida. → Tabla 182.
- Viga de cimentación Tipo II: sección L. → Tabla 183.
- Viga de cimentación Tipo III: sección rectangular. → Tabla 184.

La viga de cimentación Tipo I de sección T invertida para la estructura mixta cumple con las mismas dimensiones en las dos direcciones, en la Figura 185 se presenta un esquema con la nomenclatura de las dimensiones a ser indicadas posteriormente.

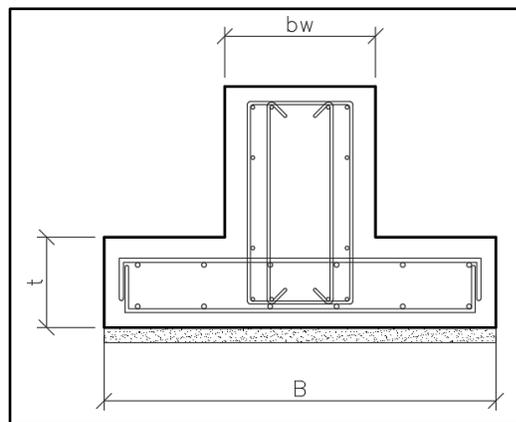


Figura 185. Esquema de viga de cimentación sección T. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 182 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo I, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 182. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo I. Estructura mixta

Viga de cimentación Tipo I: Sección T invertida					
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje 5					
Longitud: 6.05 m					
Geometría					
Ancho del alma de la viga de cimentación		bw =		0.50 m	
Ancho del patín de la viga de cimentación		B =		1.20 m	
Altura del patín de la viga de cimentación		t =		0.30 m	
Verificación de corte directo en viga de cimentación					
Solicitación de cortante última de la estructura		Vu =		23.99 t	
Capacidad de corte de la viga de cimentación		Vc =		26.69 t	
Verificación solicitación/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)		Vu/Vc =		0.90	
Diseño a flexión					
Momentos (Mu) → t-m					
13.80		19.43			
12.09	36.21	36.21	2.68		
Acero de refuerzo (As) → cm²					
14.04		14.04			
5.85	15.69	15.69	5.85		
Armadura de piel					
Acero de refuerzo (As piel) → cm²					
2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
Diseño a corte					
Ramales (# Ramales) → u.					
3 Ramales		3 Ramales		3 Ramales	
Acero de refuerzo a cortante (Av) → cm²					
1.90		1.90		1.90	
Diseño a temperatura					
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior		1 ø 14mm @ 25 cm			
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior		1 ø 12mm @ 30 cm			

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La viga de cimentación Tipo II es de sección L para la estructura de hormigón armado ubicada en el Eje V1, en la Figura 186 se presenta un esquema con la nomenclatura de las dimensiones a ser indicadas posteriormente.

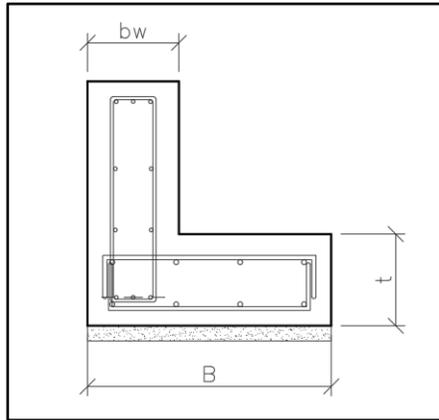


Figura 186. Esquema de viga de cimentación sección L. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 183 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo II, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 183. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo II. Estructura mixta

Viga de cimentación Tipo II: Sección L			
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje V1			
Longitud: 2.40 m			
Geometría			
Ancho del alma de la viga de cimentación	bw =		0.30 m
Ancho del patín de la viga de cimentación	B =		0.70 m
Altura del patín de la viga de cimentación	t =		0.30 m
Verificación de corte directo en viga de cimentación			
Solicitud de cortante última de la estructura	Vu =		8.27 t
Capacidad de corte de la viga de cimentación	Vc =		16.02 t
Verificación solicitud/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)	Vu/Vc =		0.52

Diseño a flexión		
Momentos (M_u) → t-m	4.31	
	0.00	4.96
Acero de refuerzo (A_s) → cm^2	8.19	
	3.51	3.51
Armadura de piel		
Acero de refuerzo (A_s piel) → cm^2	1.40	1.40
	1.40	1.40
Diseño a corte		
Ramales (# Ramales) → u.	2 Ramales	2 Ramales
	2 Ramales	2 Ramales
Acero de refuerzo a cortante (A_v) → cm^2	0.65	0.65
	0.65	0.65
Diseño a temperatura		
Acero de refuerzo por temperatura en cara superior		1 ϕ 14mm @ 25 cm
Acero de refuerzo por temperatura en cara inferior		1 ϕ 12mm @ 30 cm

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La viga de cimentación Tipo III es de sección rectangular como muestra la Figura 187.

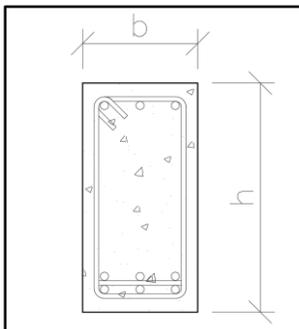


Figura 187. Esquema de viga de cimentación sección rectangular. Estructura mixta.
Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

La Tabla 184 contiene los resultados de geometría y diseño para la viga de cimentación Tipo III, así como las verificaciones realizadas.

Tabla 184. Resultados de diseño de viga de cimentación Tipo III. Estructura mixta

Viga de cimentación Tipo I: Sección rectangular			
Ubicación: Nivel de cimentación, Eje 5			
Longitud: 3.00 m			
Geometría			
Base de la viga de cimentación	b =	0.25 m	
Altura de la viga de cimentación	h =	0.40 m	
Verificación de corte directo en viga de cimentación			
Solicitud de cortante última de la estructura	$V_u =$	3.93 t	
Capacidad de corte de la viga de cimentación	$V_c =$	7.19 t	
Verificación solicitud/capacidad ($V_u/V_c \leq 1.00$)	$V_u/V_c =$	0.55	
Diseño a flexión			
Momentos (M_u) → t-m			
	5.14		
0.72			12.09
Acero de refuerzo (A_s) → cm^2			
	4.13		
1.58			10.46
Diseño a corte			
Ramales (# Ramales) → u.			
	2 Ramales	2 Ramales	2 Ramales
Acero de refuerzo a cortante (A_v) → cm^2			
	0.31		0.31

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Capítulo VI

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los precios unitarios son una de las fases de mayor importancia para poder realizar la toma de decisiones en cuanto a la viabilidad económica de un proyecto, la cual debe ser congruente en referencia al mercado actual, se puede observar que para el Edificio Escultores se tiene una comparación del presupuesto referencial en cual se puede evidenciar que la estructura mixta es más viable económicamente respecto a la estructura de hormigón armado, véase tabla 185 y tabla 186.

Tabla 185 Presupuesto referencial de estructuras

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE ESTRUCTURAS	
HORMIGON ARMADO	\$290.254,37
MIXTA	\$260.151,19

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

Tabla 186 Resumen de costos de estructuras.

RUBROS	HORMIGON ARMADO	MIXTA	DIFERENCIA
Capítulo 1._ Movimiento de tierras	\$3.833,03	\$3.669,24	\$163,79
Capítulo 2._ Hormigón y aceros de refuerzo en cimentaciones	\$68.134,77	\$68.134,77	\$0,00
Capítulo 3._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de contrapiso	\$9.457,56	\$9.457,56	\$0,00
Capítulo 4._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de entepiso	\$88.238,88	\$0,00	\$88.238,88
Capítulo 5._ Hormigón y aceros de refuerzo en escaleras	\$10.614,50	\$10.614,50	\$0,00
Capítulo 6._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas y diafragmas	\$60.556,73	\$55.319,91	\$5.236,82
Capítulo 7._ Hormigón y aceros de refuerzo en vigas	\$49.418,90	\$36.230,40	\$13.188,50
Capítulo 7._ Losa colaborante Steel Deck	\$0,00	\$35.922,49	-\$35.922,49
Capítulo 8._ Acero estructural	\$0,00	\$40.802,31	-\$40.802,31
TOTAL	\$290.254,37	\$260.151,19	\$30.103,19

Fuente: Camargo & Guaminga, 2019

6.1. Presupuesto estructura de hormigón armado

PRESUPUESTO ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO					
Capítulo 1._ Movimiento de tierras				Subtotal Cp.1	\$3.833,03
Codigo	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
MT001	Excavación a maquina	m3	252,16	\$9,53	\$2.403,38
MT002	Desalojo de material de excavación	m3	232,93	\$6,14	\$1.429,65
Capítulo 2._ Hormigón y aceros de refuerzo en cimentaciones				Subtotal Cp.2	\$68.134,77
CI001	Hormigon premezclado f'c=140 Kg/cm2 en replantillos	m3	3,21	\$134,46	\$431,62
CI002	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en vigas de cimentación	m3	91,35	\$168,71	\$15.411,98
CI003	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en zapatas corridas	m3	54,67	\$160,95	\$8.799,33
CI004	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en muros de contención	m3	87,32	\$164,86	\$14.395,29
CI005	Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	10364,00	\$1,98	\$20.534,60
CI006	Encofrado y desencofrado de cimentación y muro de contención	m2	265,71	\$32,22	\$8.561,95
Capítulo 3._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de contrapisos				Subtotal Cp.3	\$9.457,56
LC001	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en contrapiso	m3	38,20	\$125,86	\$4.807,88
LC002	Relleno y compactación con material del sitio	m3	76,39	\$20,60	\$1.574,00
LC003	Relleno y compactación con material lastre	m3	38,20	\$40,52	\$1.547,91
LC004	Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	251,60	\$6,07	\$1.527,77
Capítulo 4._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de entrepisos				Subtotal Cp.4	\$88.238,88
LE001	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en losa de entrepisos	m3	94,87	\$125,86	\$11.940,40
LE002	Bloque de alivianamiento 40x20x15	Unidad	6221,00	\$0,30	\$1.843,61
LE003	Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	34444,90	\$1,98	\$68.247,03
LE004	Encofrado y desencofrado de losa de entrepisos	m2	698,85	\$8,88	\$6.207,83
Capítulo 5._ Hormigón y aceros de refuerzo en escaleras				Subtotal Cp.5	\$10.614,50
ES001	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en escaleras	m3	25,96	\$205,71	\$5.340,31
ES002	Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	1604,00	\$1,98	\$3.178,07
ES003	Encofrado y desencofrado de escaleras	m2	49,48	\$42,36	\$2.096,12
Capítulo 6._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas y diafragmas				Subtotal Cp.6	\$60.556,73
CD001	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en columnas	m3	64,84	\$180,65	\$11.713,47
CD002	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en diafragmas	m3	5,17	\$154,12	\$796,81
CD003	Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	20444,00	\$1,98	\$40.506,50
CD004	Encofrado y desencofrado de columnas y diafragmas	m2	213,70	\$35,28	\$7.539,96
Capítulo 7._ Hormigón y aceros de refuerzo en vigas				Subtotal Cp.7	\$49.418,90
VI001	Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en vigas	m3	97,04	\$165,18	\$16.028,62
VI002	Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	Kg	12638,18	\$1,98	\$25.040,52
VI003	Encofrado y desencofrado de vigas	m2	915,25	\$9,12	\$8.349,76
TOTAL PRESUPUESTADO				\$290.254,37	

Capitulo 1._ Movimiento de tierras

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: MT001
 RUBRO: Excavación a maquina
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,35
Retroexcavadora	1,00	30,00	30,00	0,0200	0,60
SUBTOTAL M					0,95
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,30	0,6700	2,21
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,6700	4,70
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1,00	3,93	3,93	0,0200	0,08
SUBTOTAL M					6,99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,94
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,59
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					9,53
VALOR OFERTADO:					9,53

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: MT002
 RUBRO: Desalojo de material de excavación
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,06
Volqueta 8m3	1,00	35,00	35,00	0,1100	3,85
SUBTOTAL M					3,91
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,1100	0,77
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1,00	3,93	3,93	0,1100	0,43
SUBTOTAL M					1,20
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,11
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,02
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6,14
VALOR OFERTADO:					6,14

Capítulo 2._ Hormigón y aceros de refuerzo en cimentaciones

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI001
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=140 Kg/cm2 en replantillos
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,96
SUBTOTAL M					0,96
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,6000	2,13
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					19,21
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=180 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	87,50	91,88	
SUBTOTAL O					91,88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					112,05
OTROS INDIRECTOS: 20%					22,41
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					134,46
VALOR OFERTADO:					134,46

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1002
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en vigas de cimentación
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,85
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,8000	1,00
SUBTOTAL M					2,85
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	0,8000	25,27
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,8000	11,36
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,8000	0,32
SUBTOTAL M					36,95
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					140,59
OTROS INDIRECTOS: 20%					28,12
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					168,71
VALOR OFERTADO:					168,71

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1003
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en zapatas corridas
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,55
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6700	0,84
SUBTOTAL M					2,38
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	0,6700	21,17
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,6700	9,51
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6700	0,26
SUBTOTAL M					30,94
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					134,13
OTROS INDIRECTOS: 20%					26,83
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					160,95
VALOR OFERTADO:					160,95

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI004
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en muros de contención
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,71
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6000	0,75
SUBTOTAL M					2,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	8,00	3,55	28,40	0,6000	17,04
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					34,12
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					137,38
OTROS INDIRECTOS: 20%					27,48
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					164,86
VALOR OFERTADO:					164,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI005
RUBRO: Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1006
RUBRO: Encofrado y desencofrado de cimentación y muro de contención
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en vigas de cimentación incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	0,50	5,10	2,55	
Encofrado madera contrachapada en muros y alfagias incluye puntales,alfagias, alambres, clavos y otros 8 usos	m2	4,00	5,50	22,00	
SUBTOTAL O					24,55
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26,85
OTROS INDIRECTOS: 20%					5,37
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					32,22
VALOR OFERTADO:					32,22

Capitulo 3._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de contrapisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en contrapiso
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,18
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,3200	0,40
SUBTOTAL M					0,58
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,3200	2,25
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,3200	1,14
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,3200	0,13
SUBTOTAL M					3,51
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					104,88
OTROS INDIRECTOS: 20%					20,98
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					125,86
VALOR OFERTADO:					125,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC002
RUBRO: Relleno y compactación con material del sitio
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,72
Plancha vibradora	1,00	1,67	1,67	1,0000	1,67
SUBTOTAL M					2,39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	3,00	3,51	10,53	1,0000	10,53
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	1,0000	3,55
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					14,47
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Material clasificado (tierra limpia)	m3	1,01	0,30	0,30	
SUBTOTAL O					0,30
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					17,17
OTROS INDIRECTOS: 20%					3,43
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					20,60
VALOR OFERTADO:					20,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC003
RUBRO: Relleno y compactación con material lastre
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,72
Plancha vibradora	1,00	1,67	1,67	1,0000	1,67
SUBTOTAL M					2,39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	3,00	3,51	10,53	1,0000	10,53
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	1,0000	3,55
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					14,47
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Lastre puesto en obra material granular clasificado	m3	1,30	13,00	16,90	
SUBTOTAL O					16,90
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					33,77
OTROS INDIRECTOS: 20%					6,75
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					40,52
VALOR OFERTADO:					40,52

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC004
 RUBRO: Malla electrosoldada novacero 4x10
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,07
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,1300	0,26
SUBTOTAL M					0,33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,1300	0,91
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,1300	0,46
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,1300	0,05
SUBTOTAL M					1,43
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	1,05	3,15	3,31	
SUBTOTAL O					3,31
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,06
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,01
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6,07
VALOR OFERTADO:					6,07

Capítulo 4._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de entresijos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LE001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en losa de entresijos
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,18
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,3200	0,40
SUBTOTAL M					0,58
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,3200	2,25
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,3200	1,14
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,3200	0,13
SUBTOTAL M					3,51
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					104,88
OTROS INDIRECTOS: 20%					20,98
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					125,86
VALOR OFERTADO:					125,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LE002
 RUBRO: Bloque de alivianamiento 40x20x15
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,23
SUBTOTAL M					0,23
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	1,00	3,51	3,51	0,6200	2,18
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,6200	2,20
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6200	0,24
SUBTOTAL M					4,62
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Bloque de alivianamiento 40x20x15	m2	8,00	0,20	1,60	
SUBTOTAL O					1,60
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,45
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					7,74
VALOR OFERTADO:					7,74

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LE003
 RUBRO: Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
 UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LE004
RUBRO: Encofrado y desencofrado de losa de entresijos
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en vigas de cimentación incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	1,00	5,10	5,10	
SUBTOTAL O					5,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,40
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,48
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,88
VALOR OFERTADO:					8,88

Capitulo 5._ Hormigón y aceros de refuerzo en escaleras

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES001
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en escaleras
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	3,19
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	2,9600	3,70
SUBTOTAL M					6,89
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	4,00	3,51	14,04	2,9600	41,56
Albañil (Estr.Oc D2)	2,00	3,55	7,10	2,9600	21,02
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	2,9600	1,17
SUBTOTAL M					63,74
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					171,43
OTROS INDIRECTOS: 20%					34,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					205,71
VALOR OFERTADO:					205,71

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES002
RUBRO: Armado y figurado acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES003
 RUBRO: Encofrado y desencofrado de escaleras
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en escaleras incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	6,00	5,50	33,00	
SUBTOTAL O					33,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					35,30
OTROS INDIRECTOS: 20%					7,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					42,36
VALOR OFERTADO:					42,36

Capitulo 6._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas y difragmas

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en columnas
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	2,31
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	1,0000	1,25
SUBTOTAL M					3,56
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	1,0000	31,59
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	1,0000	14,20
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					46,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					150,54
OTROS INDIRECTOS: 20%					30,11
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					180,65
VALOR OFERTADO:					180,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD002
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en diafragmas
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,28
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6000	0,75
SUBTOTAL M					2,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,6000	8,52
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					25,60
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					128,43
OTROS INDIRECTOS: 20%					25,69
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					154,12
VALOR OFERTADO:					154,12

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD003
RUBRO: Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD004
RUBRO: Encofrado y desencofrado de columnas y diafragmas
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en columnas incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	1,00	5,10	5,10	
Encofrado madera contrachapada en diafragmas y alfagias incluye puntales,alfagias, alambres, clavos y otros 8 usos	m2	4,00	5,50	22,00	
SUBTOTAL O					27,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					29,40
OTROS INDIRECTOS: 20%					5,88
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					35,28
VALOR OFERTADO:					35,28

Capítulo 7._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas en vigas

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en vigas
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,71
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,8000	1,00
SUBTOTAL M					2,71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,8000	22,46
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,8000	11,36
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,8000	0,32
SUBTOTAL M					34,14
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					137,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					27,53
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					165,18
VALOR OFERTADO:					165,18

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI002
 RUBRO: Armado y figurado acéero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
 UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI003
 RUBRO: Encofrado y desencofrado de vigas
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en VIGAS incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	1,00	5,30	5,30	
SUBTOTAL O					5,30
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,60
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,52
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					9,12
VALOR OFERTADO:					9,12

6.2. Presupuesto estructura mixta

PRESUPUESTO ESTRUCTURA MIXTA						
Capítulo 1._ Movimiento de tierras					Subtotal Cp.1	\$3.669,24
Codigo	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total	
MT001	Excavación a maquina	m3	226,72	\$9,53	\$2.160,91	
MT002	Desalojo de material de excavación	m3	245,75	\$6,14	\$1.508,33	
Capítulo 2._ Hormigón y aceros de refuerzo en cimentaciones					Subtotal Cp.2	\$68.134,77
CI001	Hormigon premezclado f _c =140 Kg/cm ² en replantillos	m3	3,21	\$134,46	\$431,62	
CI002	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en vigas de cimentación	m3	91,35	\$168,71	\$15.411,98	
CI003	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en zapatas corridas	m3	54,67	\$160,95	\$8.799,33	
CI004	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en muros de contención	m3	87,32	\$164,86	\$14.395,29	
CI005	Armado y figurado acéero de refuerzo f _y =4200 Kg/cm ²	Kg	10364,00	\$1,98	\$20.534,60	
CI006	Encofrado y desencofrado de cimentación y muro de contención	m2	265,71	\$32,22	\$8.561,95	
Capítulo 3._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de contrapisos					Subtotal Cp.3	\$9.457,56
LC001	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en contrapiso	m3	38,20	\$125,86	\$4.807,88	
LC002	Relleno y compactación con material del sitio	m3	76,39	\$20,60	\$1.574,00	
LC003	Relleno y compactación con material lastre	m3	38,20	\$40,52	\$1.547,91	
LC004	Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	251,60	\$6,07	\$1.527,77	
Capítulo 4._ Hormigón y aceros de refuerzo en escaleras					Subtotal Cp.4	\$10.614,50
ES001	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en escaleras	m3	25,96	\$205,71	\$5.340,31	
ES002	Armado y figurado acéero de refuerzo f _y =4200 Kg/cm ²	Kg	1604,00	\$1,98	\$3.178,07	
ES003	Encofrado y desencofrado de escaleras	m2	49,48	\$42,36	\$2.096,12	
Capítulo 5._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas y diafragmas					Subtotal Cp.5	\$55.319,91
CD001	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en columnas	m3	64,84	\$180,65	\$11.713,47	
CD002	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en diafragmas	m3	5,17	\$154,12	\$796,81	
CD003	Armado y figurado acéero de refuerzo f _y =4200 Kg/cm ²	Kg	20467,6	\$1,98	\$40.553,30	
CD004	Encofrado y desencofrado de columnas y diafragmas	m2	63,95	\$35,28	\$2.256,34	
Capítulo 6._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas en vigas					Subtotal Cp.6	\$36.230,40
VI001	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en vigas	m3	91,39	\$165,18	\$15.095,38	
VI002	Armado y figurado acéero de refuerzo f _y =4200 Kg/cm ²	Kg	7042,39	\$1,98	\$13.953,36	
VI003	Encofrado y desencofrado de vigas	m2	787,21	\$9,12	\$7.181,66	
Capítulo 7._ Losa colaborante Steel Deck					Subtotal Cp.7	\$35.922,49
SD001	Hormigon premezclado f _c =240 Kg/cm ² en loseta	m3	56,78	\$148,59	\$8.437,20	
SD002	Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	777,56	\$6,07	\$4.721,52	
SD003	Panel metalico Kubilosa 0,65mm	m2	777,56	\$29,28	\$22.763,77	
Capítulo 8._ Acero estructural					Subtotal Cp.8	\$40.802,31
AE001	Acero estructural A36 Dipac	Kg	10969,4	\$3,72	\$40.802,31	
TOTAL PRESUPUESTADO					\$260.151,19	

Capitulo 1._ Movimiento de tierras

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: MT001
 RUBRO: Excavación a maquina
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,35
Retroexcavadora	1,00	30,00	30,00	0,0200	0,60
SUBTOTAL M					0,95
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,30	0,6700	2,21
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,6700	4,70
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1,00	3,93	3,93	0,0200	0,08
SUBTOTAL M					6,99
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,94
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,59
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					9,53
VALOR OFERTADO:					9,53

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: MT002
 RUBRO: Desalojo de material de excavación
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,06
Volqueta 8m3	1,00	35,00	35,00	0,1100	3,85
SUBTOTAL M					3,91
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,1100	0,77
Operador retroexcavadora (Estr.Oc C1)	1,00	3,93	3,93	0,1100	0,43
SUBTOTAL M					1,20
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,11
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,02
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6,14
VALOR OFERTADO:					6,14

Capítulo 2._ Hormigón y aceros de refuerzo en cimentaciones

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI001
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=140 Kg/cm2 en replantillos
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,96
SUBTOTAL M					0,96
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,6000	2,13
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					19,21
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=180 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	87,50	91,88	
SUBTOTAL O					91,88
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					112,05
OTROS INDIRECTOS: 20%					22,41
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					134,46
VALOR OFERTADO:					134,46

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1002
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en vigas de cimentación
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,85
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,8000	1,00
SUBTOTAL M					2,85
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	0,8000	25,27
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,8000	11,36
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,8000	0,32
SUBTOTAL M					36,95
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					140,59
OTROS INDIRECTOS: 20%					28,12
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					168,71
VALOR OFERTADO:					168,71

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1003
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en zapatas corridas
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,55
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6700	0,84
SUBTOTAL M					2,38
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	0,6700	21,17
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,6700	9,51
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6700	0,26
SUBTOTAL M					30,94
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					134,13
OTROS INDIRECTOS: 20%					26,83
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					160,95
VALOR OFERTADO:					160,95

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI004
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en muros de contención
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,71
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6000	0,75
SUBTOTAL M					2,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	8,00	3,55	28,40	0,6000	17,04
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					34,12
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					137,38
OTROS INDIRECTOS: 20%					27,48
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					164,86
VALOR OFERTADO:					164,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CI005
RUBRO: Armado y figurado acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm²
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm ²	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: C1006
RUBRO: Encofrado y desencofrado de cimentación y muro de contención
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en vigas de cimentación incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	0,50	5,10	2,55	
Encofrado madera contrachapada en muros y alfagias incluye puntales,alfagias, alambres, clavos y otros 8 usos	m2	4,00	5,50	22,00	
SUBTOTAL O					24,55
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26,85
OTROS INDIRECTOS: 20%					5,37
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					32,22
VALOR OFERTADO:					32,22

Capítulo 3._ Hormigón y aceros de refuerzo en losas de contrapisos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en contrapiso
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,18
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,3200	0,40
SUBTOTAL M					0,58
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,3200	2,25
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,3200	1,14
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,3200	0,13
SUBTOTAL M					3,51
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					104,88
OTROS INDIRECTOS: 20%					20,98
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					125,86
VALOR OFERTADO:					125,86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC002
RUBRO: Relleno y compactación con material del sitio
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,72
Plancha vibradora	1,00	1,67	1,67	1,0000	1,67
SUBTOTAL M					2,39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	3,00	3,51	10,53	1,0000	10,53
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	1,0000	3,55
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					14,47
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Material clasificado (tierra limpia)	m3	1,01	0,30	0,30	
SUBTOTAL O					0,30
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					17,17
OTROS INDIRECTOS:				20%	3,43
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					20,60
VALOR OFERTADO:					20,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC003
RUBRO: Relleno y compactación con material lastre
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,72
Plancha vibradora	1,00	1,67	1,67	1,0000	1,67
SUBTOTAL M					2,39
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	3,00	3,51	10,53	1,0000	10,53
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	1,0000	3,55
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					14,47
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Lastre puesto en obra material granular clasificado	m3	1,30	13,00	16,90	
SUBTOTAL O					16,90
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					33,77
OTROS INDIRECTOS: 20%					6,75
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					40,52
VALOR OFERTADO:					40,52

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: LC004
 RUBRO: Malla electrosoldada novacero 4x10
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,07
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,1300	0,26
SUBTOTAL M					0,33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,1300	0,91
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,1300	0,46
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,1300	0,05
SUBTOTAL M					1,43
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	1,05	3,15	3,31	
SUBTOTAL O					3,31
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,06
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,01
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6,07
VALOR OFERTADO:					6,07

Capítulo 4._ Hormigón y aceros de refuerzo en escaleras

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES001
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en escaleras
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	3,19
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	2,9600	3,70
SUBTOTAL M					6,89
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	4,00	3,51	14,04	2,9600	41,56
Albañil (Estr.Oc D2)	2,00	3,55	7,10	2,9600	21,02
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	2,9600	1,17
SUBTOTAL M					63,74
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					171,43
OTROS INDIRECTOS: 20%					34,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					205,71
VALOR OFERTADO:					205,71

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES002
RUBRO: Armado y figurado acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: ES003
RUBRO: Encofrado y desencofrado de escaleras
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en escaleras incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	6,00	5,50	33,00	
SUBTOTAL O					33,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					35,30
OTROS INDIRECTOS: 20%					7,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					42,36
VALOR OFERTADO:					42,36

Capitulo 5._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas y difragmas

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD001
 RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en columnas
 UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	2,31
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	1,0000	1,25
SUBTOTAL M					3,56
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	9,00	3,51	31,59	1,0000	31,59
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	1,0000	14,20
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	1,0000	0,39
SUBTOTAL M					46,18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					150,54
OTROS INDIRECTOS: 20%					30,11
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					180,65
VALOR OFERTADO:					180,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD002
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en diafragmas
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,28
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,6000	0,75
SUBTOTAL M					2,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,6000	16,85
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,6000	8,52
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,6000	0,24
SUBTOTAL M					25,60
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					128,43
OTROS INDIRECTOS: 20%					25,69
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					154,12
VALOR OFERTADO:					154,12

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD003
RUBRO: Armado y figurado acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2
UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo fy=4200Kg/cm2	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: CD004
RUBRO: Encofrado y desencofrado de columnas y diafragmas
UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en columnas incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	1,00	5,10	5,10	
Encofrado madera contrachapada en diafragmas y alfagias incluye puntales,alfagias, alambres, clavos y otros 8 usos	m2	4,00	5,50	22,00	
SUBTOTAL O					27,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					29,40
OTROS INDIRECTOS: 20%					5,88
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					35,28
VALOR OFERTADO:					35,28

Capítulo 6._ Hormigón y aceros de refuerzo en columnas en vigas

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI001
 RUBRO: Hormigón premezclado f'c=240 Kg/cm² en vigas
 UNIDAD: m³

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,71
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,8000	1,00
SUBTOTAL M					2,71
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,8000	22,46
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,8000	11,36
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,8000	0,32
SUBTOTAL M					34,14
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigón premezclado f'c=240 Kg/cm ² "Hormigonera Equinocial" (Hormigón, transporte, bomba y plastificante)	m ³	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					137,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					27,53
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					165,18
VALOR OFERTADO:					165,18

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI002
 RUBRO: Armado y figurado acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm²
 UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,02
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,0300	0,06
SUBTOTAL M					0,08
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,0300	0,21
Fierrero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,0500	0,18
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,0300	0,01
SUBTOTAL M					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre galvanizado #8	Kg	0,01	1,71	0,02	
Acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm ²	Kg	1,05	1,10	1,16	
SUBTOTAL O					1,17
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,65
OTROS INDIRECTOS: 20%					0,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,98
VALOR OFERTADO:					1,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: VI003
 RUBRO: Encofrado y desencofrado de vigas
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,11
SUBTOTAL M					0,11
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,2000	1,40
Carpintero (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,2000	0,71
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,2000	0,08
SUBTOTAL M					2,19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Encofrado madera contrachapada en VIGAS incluye puntales,alfagias,alambres, clavos y otros 8 usos	m2	1,00	5,30	5,30	
SUBTOTAL O					5,30
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,60
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,52
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					9,12
VALOR OFERTADO:					9,12

Capitulo 7._ Losa colaborante Steel Deck

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: SD001
RUBRO: Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 en loseta
UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	1,07
Vibrador a gasolina	1,00	1,25	1,25	0,5000	0,63
SUBTOTAL M					1,69
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	8,00	3,51	28,08	0,5000	14,04
Albañil (Estr.Oc D2)	4,00	3,55	14,20	0,5000	7,10
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,5000	0,20
SUBTOTAL M					21,34
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigon premezclado f'c=240 Kg/cm2 "Hormigonera Equinoxial" (Hormigon, transporte, bomba y plastificante)	m3	1,05	96,00	100,80	
SUBTOTAL O					100,80
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					123,83
OTROS INDIRECTOS: 20%					24,77
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					148,59
VALOR OFERTADO:					148,59

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO RUBRO: SD002
 RUBRO: Malla electrosaldada 4x10 Novacero
 UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor 5%MO	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,07
Cizalla para hierro redondo	1,00	1,97	1,97	0,1300	0,26
SUBTOTAL M					0,33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón (Estr.Oc E2)	2,00	3,51	7,02	0,1300	0,91
Albañil (Estr.Oc D2)	1,00	3,55	3,55	0,1300	0,46
Inspector (Estr.Oc B3)	0,10	3,94	0,39	0,1300	0,05
SUBTOTAL M					1,43
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla electrosoldada novacero 4x10	m2	1,05	3,15	3,31	
SUBTOTAL O					3,31
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,06
OTROS INDIRECTOS: 20%					1,01
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6,07
VALOR OFERTADO:					6,07

Capítulo VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La etapa de pre-diseño de los elementos estructurales como son la losa de hormigón armado, placa colaborante, vigas, viguetas, columnas y cimentación; para la estructura de hormigón armado y estructura mixta permite la obtención de dimensiones preliminares para la configuración estructural, tomando en cuenta los requerimientos propuestos por NEC-SE-HA, NEC-SE-AC, ACI 318-14, AISC 360-10 y AISC 360-16, normativas vigentes para la construcción en el Ecuador.
- La etapa de configuración estructural para la edificación de hormigón armado como para la estructura mixta está realizada en el programa computacional Etabs v.16, que permitió la obtención de una estructura eficiente que cumpla con el correcto desempeño ante el sismo de diseño para ambas estructuras esto después de varias modelaciones y propuestas de diseño.
- De la misma forma, la etapa de configuración estructural permitió concluir que para la estructura de hormigón armado las derivas de piso indicaron en todas las propuestas de modelación que el piso donde se tenía que rigidizar era el Piso 3, véase tabla 82, en tanto que para la estructura mixta las derivas de piso indicaban que el piso donde se tenía que rigidizar era el Piso 2, véase tabla 85.

- Para la estructura de hormigón armado y para la estructura mixta fue necesario la implantación de dos diafragmas perimetrales con un espesor de 20cm para atenuar de esta manera los efectos de torsión en planta.

- Cumpliendo los requerimientos establecidos en las normativas de diseño establecido en el apartado 3.3 del presente trabajo, para la estructura de hormigón armado se obtuvieron como resultados que los periodos fundamentales de vibración para el modal 1 es de 0.488 seg, modal 2 de 0.457 seg y modal 3 de 0.422 seg, el comportamiento modal 1 presenta desplazamiento en “x” con moderada rotación en “y”, mientras tanto el modal 2 presenta desplazamiento en “Y” y el modal 3 torsión, respecto a la participación de masa %PPM el porcentaje de participación de masa Modal 18, dirección “x”: 97.21 % y el porcentaje de participación de masa Modal 18, dirección “y”: 97.59 %, la estructura de hormigón armado también presenta una deriva máxima en dirección “x”: $0.01912 < 0.02$ y deriva máxima en dirección “y”: $0.01098 < 0.02$ cumpliendo lo establecido por normativas de construcción en el Ecuador.

- Cumpliendo los requerimientos establecidos en las normativas de diseño establecido en el apartado 3.3 del presente trabajo, para la estructura mixta se obtuvieron como resultados que los periodos fundamentales de vibración para el modal 1 es de 0.603 seg, modal 2 de 0.554 seg y modal 3 de 0.447 seg, el comportamiento modal 1 presenta desplazamiento en “x” con moderada rotación en “y”, mientras tanto el modal 2 presenta desplazamiento en “Y” y el modal 3 torsión, respecto a la participación de masa %PPM el porcentaje de participación de masa Modal 18, dirección “x”: 97.58 % y el porcentaje de participación de masa Modal 18, dirección “y”: 94.85 %, la estructura de hormigón armado también presenta una deriva máxima en dirección “x”: $0.01978 < 0.02$ y deriva

máxima en dirección “y”: $0.01472 < 0.02$ cumpliendo lo establecido por normativas de construcción en el Ecuador.

- Las fuerzas laterales por sismo en dirección “x” y sismo en dirección “y” calculadas manualmente fueron comprobadas con las fuerzas laterales obtenidas en dichas direcciones por el programa computacional, presentando los siguientes porcentajes de error: para la estructura de hormigón armado existió un error del 0.03% y para la estructura mixta el error fue del 0.01%, siendo porcentajes muy bajos y permitiendo concluir que los valores calculados son correctos véase tabla 109.

- La comparación entre la losa nervada y la losa con placa colaborante es realizada a través de los resultados obtenidos de los diafragmas de piso, es por ello que se permite concluir lo siguiente: para la estructura de hormigón armado el valor máximo de la relación deformación versus deriva se presenta en el piso 3 con un valor de 1.196 en dirección “x” por lo que de acuerdo a la ASCE 7-16 el diafragma de piso es rígido; en tanto que para la estructura mixta el valor máximo de la relación deformación versus deriva se presenta en el piso 4 y 5 con un valor de 2.000 en dirección “x” e “y” por lo que de acuerdo a la ASCE 7-16 el diafragma de piso es semi-rígido.

- De acuerdo a los precios unitarios realizados y analizados en función a las ofertas actuales del mercado de la construcción, se concluye, el presupuesto referencial para el proyecto “Edificio Escultores” en estructura de hormigón armado es de doscientos noventa mil doscientos cincuenta y cuatro dólares americanos con treinta y siete centavos, mientras que la estructura mixta es de doscientos sesenta mil ciento cincuenta y cuatro dólares americanos con diecinueve centavos, véase tabla 185.

- La estructura de hormigón armado respecto a la estructura mixta tiene un excedente de \$30.103,19 (treinta mil ciento tres dólares americanos con diecinueve centavos, concluyendo que es mucho más económico la construcción del “Edificio Escultores” en estructura mixta, este excedente alto se debe mayormente al costo elevado en hormigón en las losas de entrepiso ya que utiliza más de este material las losas nervadas respecto a la losa colaborante que utiliza menos de este material, tomando en cuenta que la estructura mixta tiene más rubros incluyendo acero estructural, por lo tanto es más eficiente económicamente utilizar este tipo de estructura, véase tabla 186.

Bibliografía

- ACI . (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08)*.
- Afuso Muñoz, M. A. (2017). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicados en el distrito de Barranco*.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14)*.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*. Chicago, Illinois, United States.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provision for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago, Illinois, United States.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago.
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia.
- Bazán, Enrique; Meli, Roberto;. (2015). *Diseño Sísmico de Edificios*. México, D.F.: Editorial Limusa.
- Brito, Adolfo; Taylhardat, Leonardo;. (2015). *Losas Nervadas*. Caracas.
- Cabrera, Pedro;. (2015). *Estudio de los diafragmas flexibles para entrepiso y cubierta*. Cuenca, Ecuador.
- Cardona, O. (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C.
- Chacón, P. (2018). *Diseño de estructuras sismorresistentes aplicando la norma ecuatoriana de la construcción*. Quito, Ecuador.

- Cueva, Ronald; González, Daniel;. (2013). *Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando el programa ETABS*. Quito, Ecuador.
- Deck, A. (25 de Abril de 2019). *Acero Deck*. Obtenido de Acero Deck: <https://www.acero-deck.com/>
- Galán Burneo, V., & Jaramillo Gutiérrez, D. (2012). *Ensayo experimental de los conectores de corte de las losa tipo deck*. Quito.
- Gallegos, M. (2014). *Análisis estructural y económico de losas con luces de 6,10 y 12 metros utilizando dos sistemas constructivos*. Quito: Universidad Politécnica Nacional.
- Garzón. (2017). *Cuaderno de Diseño de Obras Urbanas*. Quito, Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.
- Grases, I. J. (1989). *Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas*. *Digicollection*, 203.
- Guerrero Cuasapaz, D. P. (2018). *Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos*. Quito.
- Harmsen, T. E. (2002). Diseño de estructuras de hormigón armado. En T. E. Harmsen, *Diseño de estructuras de hormigón armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica de Perú.
- Harsem, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de hormigón armado*. Peru: Pontificia universidad católica del Perú.

- Inga, Victor; Andreu, Carlos; Juarez, Joel; Bernilla, Silverio; Fera, Joel;. (2016). *Análisis de diafragmas, diafragmas rígidos y flexibles*. Trujillo, Perú.
- Kubiec. (2018). *Catálogo Kubilosa*.
- McCormac, Jack; Brown, Russell. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
- McCormac, Jack; Csernak, Stephen. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. México, D. F.: Alfaomega.
- Megoca Estructures. (s.f.). Recuperado el 26 de Junio de 2019, de <http://www.megoca.com/estructuras-de-hormigon/?lang=es>
- Morales Escobar, D., Ojeda Cueva, F., Rodríguez Narváez, D., & Rosero Benavides, A. (2012). *Módulo estático de elasticidad del hormigón, en base a su resistencia a la compresión: $f_c=21$ y 28 MPa, fabricado con materiales de la mina de Guayllabamba-Pichincha y Cemento Selvalegre*. Quito, Ecuador.
- NEC. (2015). *NEC-SE-DS. Peligro Sísmico. Diseño Sismo resistente*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-AC. Estructuras de Acero*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-HM. Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador.
- Norte, U. P. (2016). *Análisis de diafragmas, diafragmas rígidos y flexibles teoría y ejemplos aplicativos*. Lima: Universidad Privada del Norte.
- NOVACERO. (2018). *Catálogo de acero*. Quito.

- Oficial, E. (2018). *El oficial, información que construye*. Obtenido de <http://www.eloficial.ec/la-evolucion-de-la-ingenieria-civil/>
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*.
- Romero, E. A. (2015). *Diseño de diafragma de piso*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- S.A, A. p. (15 de Diciembre de 2018). *Acero Deck*. Obtenido de Placa Colaborante: <https://www.acero-deck.com>
- SDI. (2006). *Manual of construction with steel deck*. Steel deck institute.
- Vélez, P. J. (2015). *Estudio de los diafragmas horizontales flexibles para entrepiso y cubierta*. Cuenca: Universidad de Cuenca.

ANEXOS